

# **EUR 4280 d/f/i/n/e**

Vol. I

LIBRARY

Kommission der Europäischen Gemeinschaften - Commission des Communautés Européennes -  
Commissione delle Comunità Europee - Commissie van de Europese Gemeenschappen -  
Commission of the European Communities

**INFORMATIONSTAGUNG ÜBER ARBEITEN AUF DEM GEBIET  
VON SPANNBETONBEHÄLTERN UND IHRER ISOLIERUNG**

**REUNION D'INFORMATION SUR LES TRAVAUX AFFERENTS  
AUX CAISSONS EN BETON PRECONTRAIN  
ET A LEUR ISOLATION**

**RIUNIONE D'INFORMAZIONE SUI LAVORI INERENTI  
AI CONTENITORI PER REATTORI  
IN CALCESTRUZZO PRECOMPRESSO E AL LORO ISOLAMENTO**

**VOORLICHTINGSVERGADERING OVER DE WERKZAAMHEDEN  
BETREFFENDE REACTORVATEN VAN SPANBETON  
EN HUN ISOLATIE**

**INFORMATION MEETING ON WORK RELATING  
TO PRESTRESSED CONCRETE VESSELS AND THEIR ISOLATION**

Bruxelles, 7-8.XI.1967.

1969



Generaldirektion : Allgemeine Forschung und Technologie  
Direction générale : Recherche Générale et Technologie  
Direzione Generale : Ricerca Generale e Tecnologia  
Directoraat-Generaal : Algemeen Onderzoek en Technologie  
General Direction : General Research and Technology

# LEGAL NOTICE

The Commission of the European Communities and its departments are not responsible for the use which could be made of the following information.

EUR 4280 d/f/l/n/e Vol. I, II

Price: FB 4 000.—	DM 80.—	FF 400.—	Lit. 12 500	Fl. 72.50	\$ 50.—
-------------------	---------	----------	-------------	-----------	---------

# EUR 4280 d/f/i/n/e

Vol. I

Kommission der Europäischen Gemeinschaften - Commission des Communautés Européennes -  
Commissione delle Comunità Europee - Commissie van de Europese Gemeenschappen -  
Commission of the European Communities

INFORMATIONSTAGUNG ÜBER ARBEITEN AUF DEM GEBIET  
VON SPANNBETONBEHÄLTERN UND IHRER ISOLIERUNG

REUNION D'INFORMATION SUR LES TRAVAUX AFFERENTS  
AUX CAISSONS EN BETON PRECONTRAINTE  
ET A LEUR ISOLATION

RIUNIONE D'INFORMAZIONE SUI LAVORI INERENTI  
AI CONTENITORI PER REATTORI  
IN CALCESTRUZZO PRECOMPRESSO E AL LORO ISOLAMENTO

VOORLICHTINGSVERGADERING OVER DE WERKZAAMHEDEN  
BETREFFENDE REACTORVATEN VAN SPANBETON  
EN HUN ISOLATIE

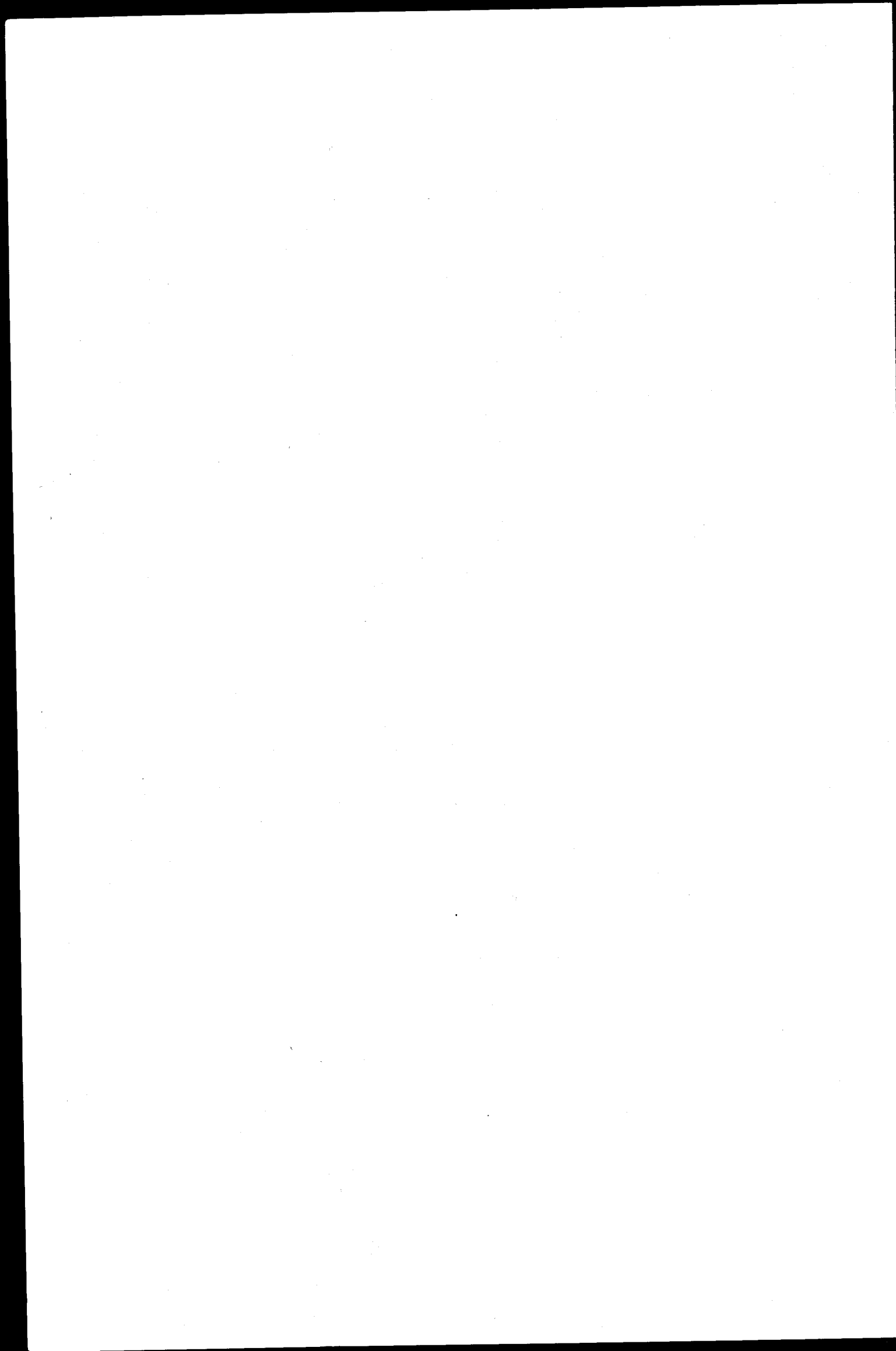
INFORMATION MEETING ON WORK RELATING  
TO PRESTRESSED CONCRETE VESSELS AND THEIR ISOLATION

Bruxelles, 7-8.XI.1967

1969



Generaldirektion : Allgemeine Forschung und Technologie  
Direction générale : Recherche Générale et Technologie  
Direzione Generale : Ricerca Generale e Tecnologia  
Directoraat-Generaal : Algemeen Onderzoek en Technologie  
General Direction : General Research and Technology





INHALTSVERZEICHNIS - TABLE DES MATIERES - INDICE - INHOUDSOPGAVE

Begrüßungsansprache von Herrn G. GUAZZUGLI-MARINI	XXV
Allocution de bienvenue de Monsieur G. GUAZZUGLI-MARINI	
Allocuzione del Dott. G. GUAZZUGLI-MARINI	
Welkomstwoord door de Heer G. GUAZZUGLI-MARINI	
Einführungsreferat (P. FERNET)	XXIX
Exposé introductif (P. FERNET)	
Introduzione tecnica (P. FERNET)	
Inleiding op de vergadering (P. FERNET)	
ERSTER TEIL - PREMIERE SECTION - PRIMA SEZIONE - EERSTE DEEL	1
Grundlagenuntersuchungen auf dem Gebiet der Betontechnologie, Verhalten bei Temperatur und bei Bestrahlung	
Etudes fondamentales dans le domaine de la technologie du béton, comportement à la chaleur et tenue sous irradiation	
Studi fondamentali nel campo della tecnologia del calce- struzzo, comportamento sotto temperatura ad irraggiamento	
Fundamenteel onderzoek op het gebied van de betontechnologie, gedrag bij verhoogde temperatuur en bestraling	
ZWEITER TEIL - DEUXIEME SECTION - SECONDA SEZIONE - TWEEDE DEEL	133
Neue Druckbehälter-Prototypen	
Nouveaux prototypes de cuves	
Nuovi prototipi di contenitori	
Nieuwe prototype drukvaten	
DRITTER TEIL - TROISIEME SECTION - TERZA SEZIONE - DERDE DEEL	417
(Vol. II)	
Grundlagenuntersuchungen über die natürliche Konvektion	
Etudes fondamentales sur la convection naturelle	
Studi fondamentali sulla convezione naturale	
Fundamentele studies over natuurlijke convectie	

Spannbetonbehälter und Wärmeisolierung für wassergekühlte Reaktoren (H. GRUHL, Siemens AG, Erlangen)

Technologische Grenzen für den Einsatz von Spannbeton-Druckgefäßen. Neue Möglichkeiten bietet das doppelschalige Druckgefäß (P. LAUNAY, Compagnie Industrielle de Travaux - CITRA; R. LACROIX, Soc. Gén. d'Entreprises - S.G.E., Paris)

Modellversuche am Spannbetonbehälter für einen 300 MW Hochtemperatur-Reaktor (K. EBERLE und F. SCHMIEDEL, Brown Boveri/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim)

Reaktordruckgefäße aus vorgespanntem Stahlbeton. Erfahrungen an Modellen in kleinem Masstab (E. TORIELLI und F. SCOTTO, ENEL, Rom)

Spannbeton-Druckgefäß mit Stahldeckel für einen 1000 MW Siedewasserreaktor (G. BOGGIO, Euratom; J.P. HAPPICH, Soc. d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises - SEEE, Paris)

Diskussion

Vorführung zweier Filme

#### Mittwoch, 8. November, vormittags

##### Dritter Teil : Grundlagenuntersuchungen über die natürliche Konvektion

Einleitung zu den Vorträgen (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Vorführung eines Films über die natürliche Konvektion mit Einleitung (G. MORDCHELLES-REGNIER, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Natürliche Konvektion in abgeschlossenen Zellen (M. JANNOT und G. MORDCHELLES-REGNIER, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Natürliche Konvektion an ebenen Wänden (M. JANNOT, A. PIROVANO und S. VIANNAY, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Natürliche Konvektion im Faser-Milieu (S. KLARSFELD, Compagnie de Saint-Gobain; P. MICHEAU und R. GROSSIN, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Diskussion

##### Vierter Teil : Isolierungs- und Wärmeschutz-Systeme

Einleitung zu den Vorträgen (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Ergebnisse mit Wasserwänden. Darstellung von Gaswänden (M. FREOUR, Socia, Paris)

Experimentelle Untersuchung von Isolierwände in der Versuchsanlage "FIGARO" (P. WÜRDIG, Deutsche Babcock & Wilcox, Oberhausen)

Isolierung von Reaktorbehältern mit Wabenstrukturen aus korrosionsbeständigem Stahl (J. DUPONT - Sud-Aviation, Suresnes)

Diskussion

Mittwoch, 8. November, nachmittags

Einleitung zu den Vorträgen (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Prüfverfahren für die Wärmeisolierung bei Kernreaktoren  
(G. MORDCHELLES-REGNIER und P. NAUDIN, Soc. Bertin et Cie, Paris; J.J. CELERI, EDF, Clamart)

Vorführung eines Films zu der Mitteilung von Herrn NAUDIN

Berechnungsverfahren der Kühlkreisläufe von Kernreaktoren  
(G. MORDCHELLES-REGNIER und J.C. CARILLON, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Metallischer Wärmeschutz aus korrosionsbeständigem Stahl für Kernreaktoren (M. BREVILLE, C.A.F.L., Firminy)

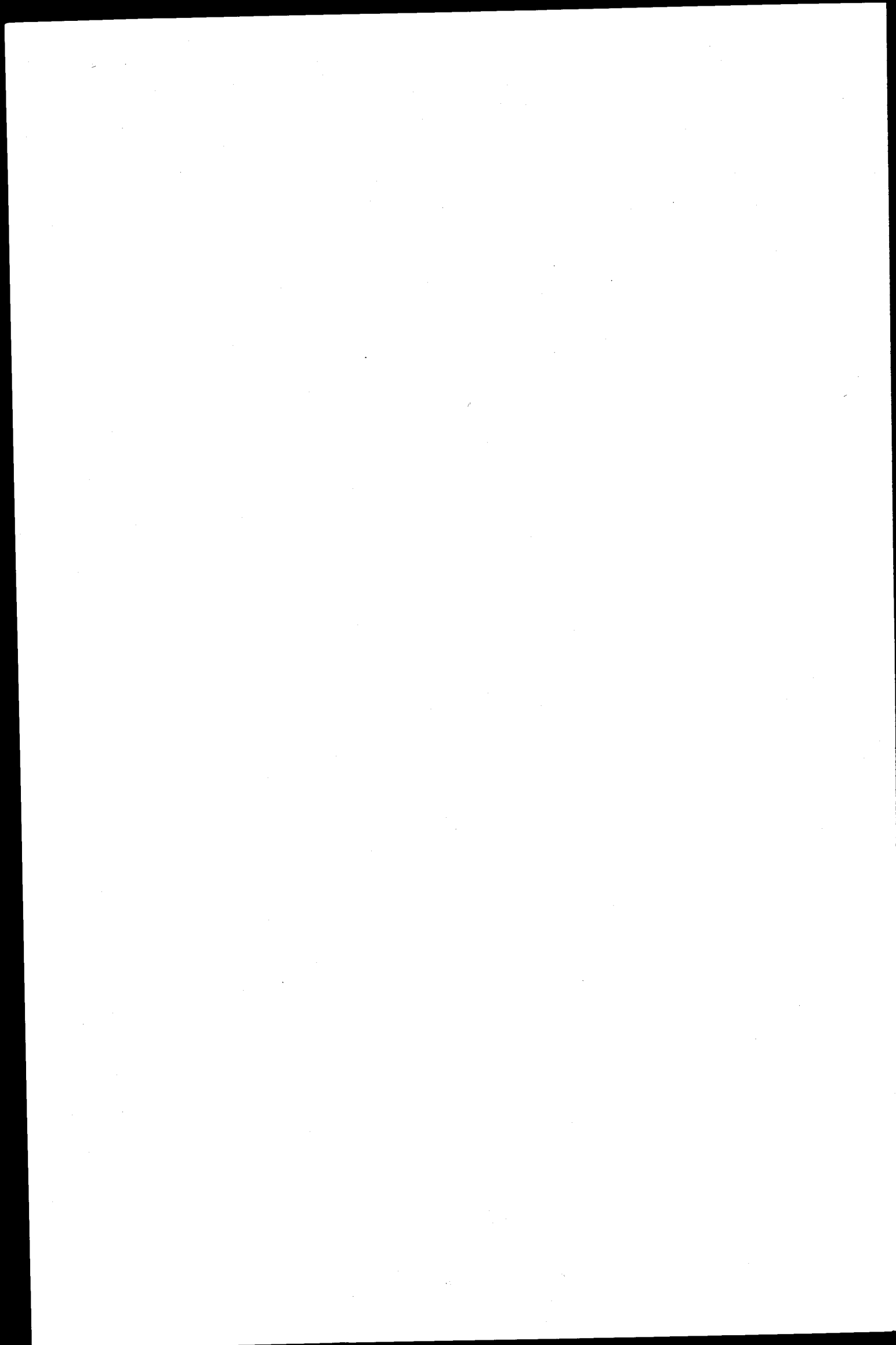
Wärmeisolierungssystem mit Galsfasern (C. JUMENTIER, Compagnie de Saint-Gobain und Soc. Saint-Gobain - Techniques Nouvelles)

Wärmeisolierungssystem mit rautenförmigen Inoxstahlzellen  
(M. REB, Soc. Alsthom, Paris)

Behälterisolierungen für Hochtemperatur-Reaktoren mit Heliumkühlung (H. KNIRSCH und F. SCHMIEDEL, Brown Boveri/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim)

Diskussion

Allgemeine Schlussfolgerungen.



P R O G R A M M E  
=====

Mardi, 7 novembre, matin

Ouverture du secrétariat de la réunion

Allocution de bienvenue de Monsieur G. GUAZZUGLI-MARINI,  
Directeur Général de la Commission des Communautés Européennes

Exposé introductif (P. FERNET, Euratom)

Première Section : Etudes fondamentales dans le domaine de la  
technologie du béton, comportement à la chaleur et tenue sous  
irradiation

Introduction des exposés (H. BENZLER, Euratom)

Comportement du béton sous l'effet des contraintes thermiques  
et des rayonnements (E. CRISPINO, SNAM PROGETTI, Milan)

Effet de la chaleur et des rayonnements sur certaines proprié-  
tés d'échantillons de mortier et de béton de différentes com-  
positions (C.F. VAN DER SCHAAF, Verenigde Bedrijven Bredero  
N.V., Utrecht)

Discussion

Béton calorifuges stables sous température et sous pression de  
CO<sub>2</sub> (F. DUBOIS, Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay)

Contribution à la mise au point de matériaux isolants pour la  
construction de cuves de pression (F. BREMER, Fried. Krupp  
Universalbau, Essen)

Discussion

Deuxième Section : Nouveaux prototypes de cuves

Caisson en béton précontraint à peau chaude (B. TARBES, Socié-  
té d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises - SEEE, Paris)

Mardi, 7 novembre, après-midi

Résultats de recherches sur un nouveau procédé de précontrain-  
te applicable aux caissons de réacteurs nucléaires (P. PATIN -  
R.A.T.P., R. LOCA - SESTIG/CITE et G. NOEL - CEBTP, Paris)

Développement d'une cuve en béton précontraint à plusieurs  
couches pour hautes pressions et hautes températures (F. BREMER,  
H.P. SCHRAGE et F.J. STEINSDÖRFER, Fried. Krupp Universalbau,  
Essen)

Discussion

Caissons en béton précontraint avec isolation thermique pour réacteurs refroidis à l'eau (H. GRUHL, Siemens AG, Erlangen)

Limites technologiques d'utilisation des caissons en béton précontraint. Un moyen de reculer ces limites : le caisson bicouche (P. LAUNAY, Compagnie Industrielle de Travaux - CITRA, R. LACROIX, Soc. Gén. d'Entreprises - S.G.E., Paris)

Essais sur maquette de cuve en béton précontraint destinée à un réacteur à haute température de 300 MWe (K. EBERLE et F. SCHMIEDEL, Brown Boveri/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim)

Caissons en béton armé précontraint destinés aux réacteurs nucléaires. Expérience sur des maquettes de petites dimensions (E. TORIELLI et F. SCOTTO, ENEL, Rome)

Caisson en béton précontraint à couvercle métallique pour un réacteur à eau bouillante de 1000 MWe (G. BOGGIO, Euratom; J.P. HAPPICH, Soc. d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises - SEEE, Paris)

Discussion

Présentation de deux films

Mercredi, 8 novembre, matin

Troisième Section : Etudes fondamentales sur la convection naturelle

Introduction des exposés (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Projection d'un film sur la convection naturelle avec introduction (G. MORDCHELLES-REGNIER, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Convection naturelle en espaces confinés (J. JANNOT et G. MORDCHELLES-REGNIER, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Convection naturelle sur mur plan (J. JANNOT, A. PIROVANO et S. VIANNAY, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Convection naturelle en milieu fibreux (S. KLARSFELD, Compagnie de Saint-Gobain; P. MICHEAU et R. GROSSIN, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Discussion

Quatrième Section : Systèmes d'isolation et de protection thermique

Introduction des exposés (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Résultats obtenus avec écrans d'eau-présentation des écrans-gaz (M. FREOUR, Socia, Paris)

Etude expérimentale de parois isolantes dans l'installation d'essais "FIGARO" (P. WURDIG, Deutsche Babcock & Wilcox, Oberhausen)

Isolation des caissons de réacteurs au moyen de structures nids d'abeilles en acier inoxydable (J. DUPONT, Sud-Aviation, Suresnes)

Discussion

Mercredi, 8 novembre, après-midi

Introduction des exposés (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Méthodes d'essais de calorifuges pour réacteurs nucléaires (G. MORDCHELLES-REGNIER et P. NAUDIN, Soc. Bertin et Cie, Paris; J.J. CELERI, EDF, Clamart)

Projection d'un film au sujet de la communication de M. NAUDIN

Méthode de calcul des circuits de refroidissement pour réacteurs (J.C. CARILLON, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Calorifuge métallique en acier inoxydable pour réacteurs nucléaires (M. BREUILLE, C.A.F.L., Firminy)

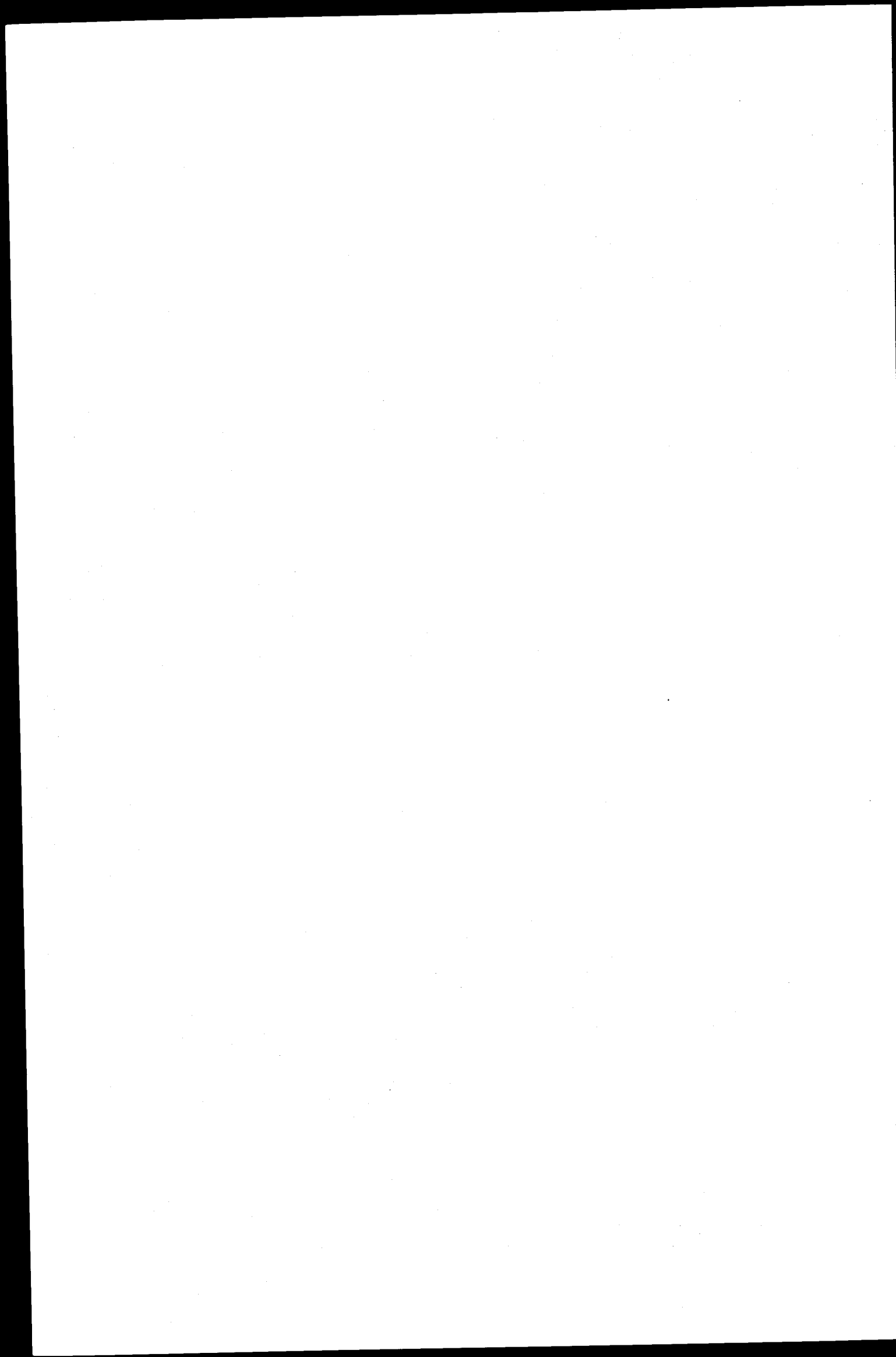
Système d'isolation thermique à base de fibres de verre (C. JUMENTIER, Compagnie de Saint-Gobain et Soc. Saint-Gobain Techniques Nouvelles)

Système d'isolation thermique à base de cellules en forme de losange en acier inoxydable (M. REB, Soc. Alsthom, Paris)

Isolation pour cuves de réacteurs à haute température refroidis à l'hélium (H. KNIRSCH et F. SCHMIEDEL, Brown Boveri/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim)

Discussion

Conclusions générales.





P R O G R A M M A  
=====

Martedì 7 novembre, mattina

Apertura del Segretariato della Riunione

Allocuzione del Dott. G. GUAZZUGLI MARINI, Direttore Generale della Commissione delle Comunità Europee

Introduzione tecnica (P. FERNET - Euratom)

Prima Sezione : Studi fondamentali nel campo della tecnologia del calcestruzzo, comportamento sotto temperatura ad irraggiamento.

Introduzione delle relazioni (H. BENZLER - Euratom)

Comportamento del calcestruzzo in presenza di sollecitazioni termiche e di radiazioni (E. CRISPINO, SNAM PROGETTI - Milano)

Effetti del calore e delle radiazioni su alcune proprietà di campioni di malta e di calcestruzzo di varia composizione. (C.F. VAN DER SCHAAF, Verenigde Bedrijven Bredero N.V., Utrecht)

Discussione

Calcestruzzi coibenti stabili alla temperatura e a pressione di CO<sub>2</sub>. (F. DUBOIS - Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay)

Contribuzione alla messa a punto dei materiali isolanti per la costruzione di contenitori in pressione (F. BREMER - Fried. Krupp Universalbau, Essen)

Discussione

Seconda Sezione : Nuovi prototipi di contenitori.

Contenitore in calcestruzzo precompresso a rivestimento caldo (B. TARBES - Société d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises, SEEE, Paris)

Martedì 7 novembre, pomeriggio

Risultati di ricerche su di un nuovo processo di precompressione applicabile ai contenitori dei reattori nucleari. (P. PATIN - R.A.T.P., R. LOCA - SESTIG/CITE e G. NOEL - CEBTP, Paris)

Sviluppo di un contenitore pressurizzato a più strati di calcestruzzo precompresso per alte pressioni ed alte temperature. (F. BREMER, H.P. SCHRAGE e F.J. STEINSCHNORFER - Fried. Krupp Universalbau, Essen)

Discussione

Contenitori in calcestruzzo precompresso ad isolamento termico per reattori con raffreddamento ad acqua. (H. GRUHL - SIEMENS AG, Erlangen)

Limiti tecnologici d'impiego dei contenitori in calcestruzzo precompresso. Un mezzo per superare tali limiti : il contenitore a doppio involucro. (P. LAUNAY, Compagnie Industrielle de Travaux - CITRA, R. LACROIX, Soc. Gén. d'Entreprises - S.G.E., Paris)

Prove su modello di un contenitore in calcestruzzo precompresso destinato a un reattore ad alta temperatura da 300 MWe. (K. EBERLE, F. SCHMIEDEL, Brown Bover/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim)

Contenitori in calcestruzzo precompresso destinati ai reattori nucleari. Prova su modelli di piccole dimensioni (E. TORIELLI e F. SCOTTO - ENEL, Roma)

Contenitori in calcestruzzo precompresso a coperchio metallico per un reattore ad acqua bollente da 1000 MWe. (G. BOGGIO - Euratom, J.P. HAPPICH - Soc. d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises - SEEE, Paris)

Discussione di due film

Mercoledì 8 novembre, mattina

Terza Sezione : Studi fondamentali sulla convezione naturale.

Introduzione delle relazioni (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Proiezione di un film sulla convezione naturale preceduto da una introduzione. (G. MORDCHELLES-REGNIER, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Convezione naturale in spazi confinati. (M. JANNOT, G. MORDCHELLES-REGNIER, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Convezione naturale su muro piano. (M. JANNOT, A. PIROVANO et S. VIANNAY, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Convezione naturale in mezzo fibroso. (S. KLARSFELD, Cie St.Gobain; P. MICHEAU e R. GROSSIN, Soc. Bertin et Cie, Paris)

Discussione

Quarta Sezione : Sistemi d'isolamento e di protezione termica.

Introduzione delle relazioni. (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Risultati ottenuti con schermi d'acqua - Presentazione degli schermi di gas. (M. FREOUR, Socia, Paris)

Esperimenti con pareti isolanti nell'impianto di prova "Figaro". (P. WURDIG, Deutsche Babcock & Wilcox, Oberhausen)

Isolamento dei contenitori per reattori realizzato con strutture a nido d'ape di acciaio inossidabile. (J. DUPONT, Sud-Aviation, Suresnes)

Discussione

Mercoledì 8 novembre, pomeriggio

Introduzione delle relazioni (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Metodi di prova di coibenti per reattori nucleari.  
(G. MORDCHELLES-REGNIER, P. NAUDIN, Soc. Bertin et Cie,  
Paris; J.J. CELERI, E.D.F., Clamart)

Proiezione di un film sulla relazione del Sig. NAUDIN.

Metodo di calcolo dei circuiti di raffreddamento per reattori  
nucleari. (J.C. CARILLON, G. MORDCHELLES-REGNIER - Soc.  
Bertin et Cie, Paris)

Coibenti metallici di acciaio inossidabile per reattori  
nucleari. (M. BREUILLE, S.A.F.L., Firminy)

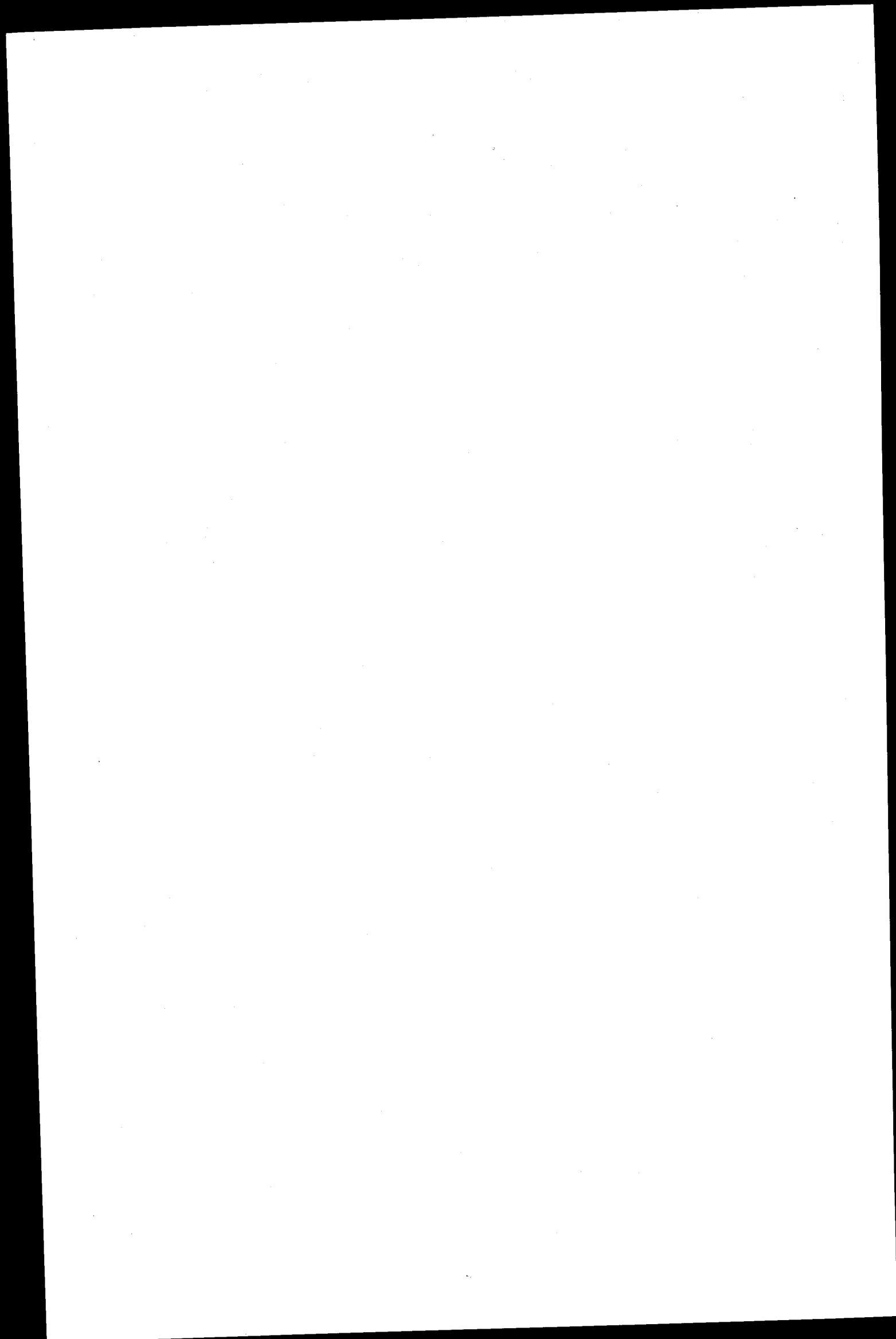
Sistema d'isolamento termico a base di fibre di vetro.  
(C. JUMENTIER, Cie St. Gobain et St. Gobain Techniques  
nouvelles)

Sistema d'isolamento termico a base di cellule d'acciaio  
inossidabile a forma di losanga. (M. REB - Soc. Alsthom,  
Paris)

Isolamento dei contenitori per reattori ad alta temperatu-  
ra con raffreddamento ad elio. (H. KNIRSCH, F. SCHMIEDEL -  
Brown Boveri/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim)

Discussione

Conclusioni generali



P R O G R A M M A

=====

Dinsdag, 7 november, 's morgens

Openstelling van het secretariaat

Welkomstwoord door de Heer G. GUAZZUGLI-MARINI, Directeur-generaal van de Commissie der Europese Gemeenschappen

Inleiding op de vergadering (P. FERNET, Euratom)

Eerste deel : Fundamenteel onderzoek op het gebied van de beton-technologie, gedrag bij verhoogde temperatuur en bestraling

Inleiding tot de lezingen (H. BENZLER, Euratom)

Gedrag van beton onder bestraling en bij verhoogde temperatuur (E. CRISPINO, SNAM PROGETTI, Milaan)

Invloed van verhitting en bestraling op enkele eigenschappen van proefstukken uit mortel en beton van verschillende samenstelling (C.F. VAN DER SCHAAF, Verenigde Bedrijven Bredero N.V., Utrecht)

Discussie

Temperatuur en CO<sub>2</sub>-druk bestendige soorten isoleerbeton (F. DUBOIS, Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay)

Bijdrage tot de ontwikkeling van isoleermaterialen voor drukvaten (F. BREMER, Fried. Krupp Universalbau, Essen)

Discussie

Tweede deel : Nieuwe prototype drukvaten

Drukvat uit voorgespannen beton met een hete gasdichte bekleding (B. TARBES, Soc. d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises - S.E.E.E. - Paris)

Dinsdag, 7 november, 's middags

Onderzoekresultaten van een nieuwvoorspan-procédé, van toepassing op reactordrukvaten (P. PATIN - R.A.T.P.; R. LOCA - SESTIG/CITE en G. NOEL - CEBTP - Paris)

Ontwikkeling van een uit meerdere lagen opgebouwd voorgespannen betonnen drukvat voor hoge drukken en temperaturen (F. BREMER, H.P. SCHRAGE en F.J. STEINSDÖRFER; Fried. Krupp Universalbau, Essen)

Discussie

Drukvat van voorgespannen beton met warmte-isolatie voor watergekoelde reactoren (H. GRUHL, Siemens AG, Erlangen)

Technologische begrenzingsen ten aanzien van het gebruik van voorgespannen betonnen drukvaten. Een middel om deze begrenzingsen op te schuiven : een uit twee lagen opgebouwd druckvat (P. LAUNAY, Compagnie Industrielle de Travaux - CITRA; R. LACROIX, Soc. Gén. d'Entreprises - S.G.E., Paris)

Modelproeven met het druckvat voor een 300 MWe HTGR (K. EBERLE, F. SCHMIEDEL, Brown Boveri/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim)

Reactordruckvaten uit voorgespannen beton. Ervaringen met modellen op verkleinde schaal (E. TORIELLI, F. SCOTTO, ENEL - Roma)

Betonnen druckvat met stalen deksel voor een 1000 MWe BWR (G. BOGGIO, Euratom; J.P. HAPPICH, Soc. d'Etudes et d'Equi-pement d'Entreprises - SEEE, Paris)

Discussie

Vertoning van twee films

Woensdag, 8 november, 's morgens

Derde deel : Fundamentele studies over natuurlijke convection

Inleiding tot de lezingen (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Vertoning van een film over natuurlijke convection, met inleiding (G. MORDCHELLES-REGNIER, Soc. Vertin & Cie., Paris)

Natuurlijke convection in gesloten ruimten (M. JANNOT, G. MORDSCHELLES-REGNIER, Soc. Bertin et Cie., Paris)

Natuurlijke convection langs vlakke verticale wanden (M. JANNOT, A. PIROVANO en S. VIANNAY, Soc. Bertin et Cie., Paris)

Natuurlijke convection in vezelstructuren (S. KLARSFELD, Compagnie de Saint Gobain; P. MICHEAU en R. GROSSIN, Soc. Bertin et Cie., Paris)

Discussie

Vierde deel : Systemen voor isolatie en bescherming tegen hitte

Inleiding tot de lezingen (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Met "waterschermen" behaalde resultaten - "Gasschermen" (M. FREOUR, Socia, Paris)

Onderzoek van isolerende wanden in de beproevingsinstallatie "Figaro" (P. WÜRDIG, Dt. Babcock & Wilcox, Oberhausen)

Isolatie van voorgespannen betonnen reactordrukvat  
door middel van roestvrijstalen "honingraat" (J. DUPONT -  
Sud-Aviation, Suresnes)

Discussie

Woensdag, 8 november, 's middags

Inleiding tot de lezingen (J.S. TERPSTRA, Euratom)

Beproevingsmethoden voor isolatiesystemen van kernreactoren  
(G. MORDCHELLES-REGNIER, P. NAUDIN, Soc. Bertin et Cie.,  
Paris; J.J. CELERI, EDF-Clamart)

Vertoning van een film naar aanleiding van de lezing van  
de heer NAUDIN

Berekeningsmethoden voor het koelsysteem van de wand van een  
kernreactordrukvat (G. MORDCHELLES-REGNIER, J.C. CARILLON,  
Soc. Bertin et Cie., Paris)

Isolatiesysteem voor kernreactoren op basis van roestvrij  
staal (M. BREUILLE, C.A.F.L. Firminy)

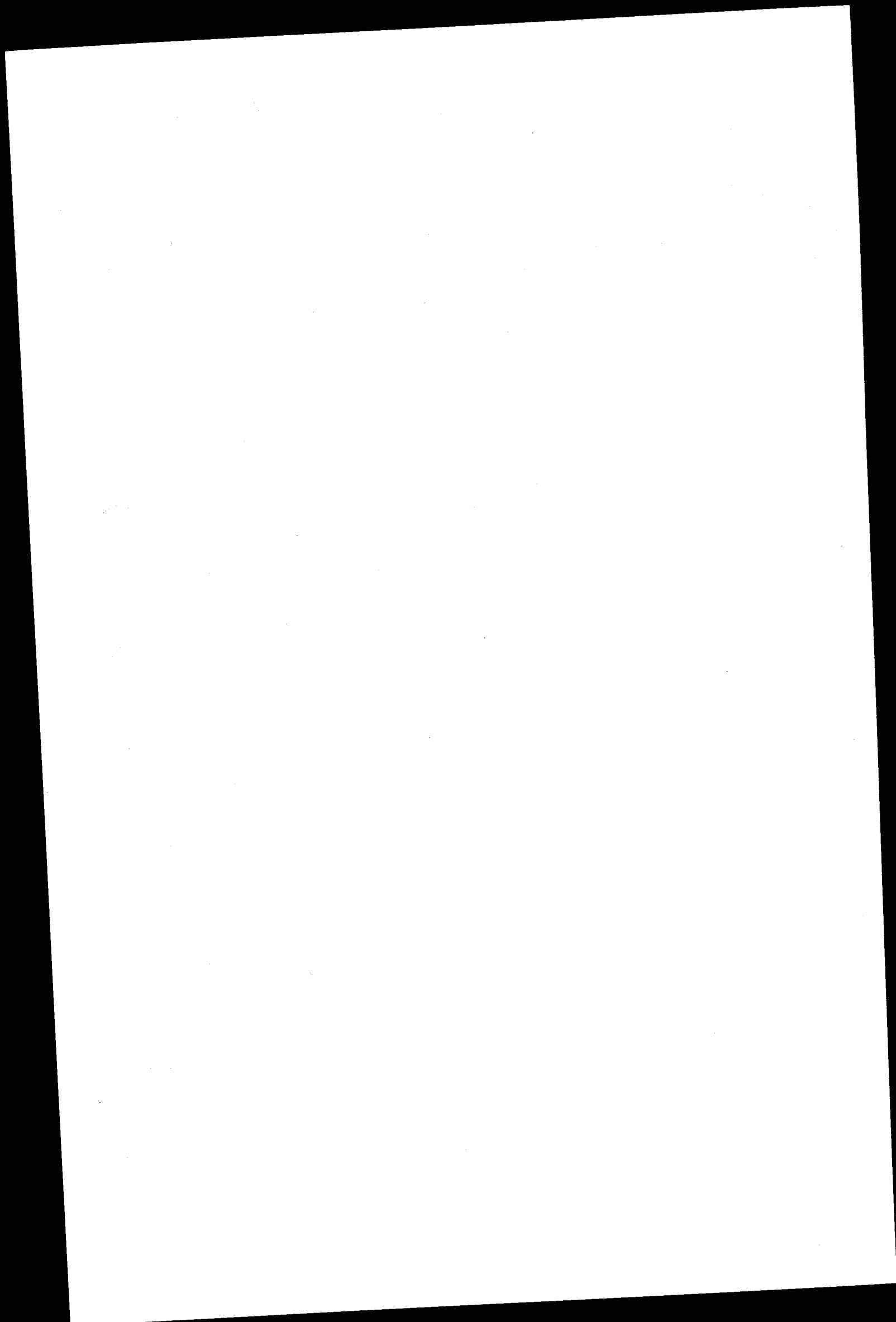
Systeem van thermische isolatie op basis van glasvezels  
(C. JUMENTIER, Compagnie de Saint-Gobain en Soc. Saint-Gobain -  
Techniques Nouvelles)

Systeem van thermische isolatie op basis van ruitvormige  
cellen van roestvrij staal (M. REB, Soc. Alsthom, Paris)

Isolatiesysteem voor drukvaten voor HTGR met heliumkoeling  
(H. KNIRSCH, F. SCHMIEDEL, Brown Boveri/Krupp Reaktorbau  
GmbH, Mannheim)

Discussie

Conclusies van de vergadering





LISTE DES PARTICIPANTS  
TEILNEHMERLISTE  
LISTA DEI PARTECIPANTI  
LIJST VAN DE DEELNEMERS  
=====

BELGIQUE

CELIS	Cimenteries & Briqueteries Réunies
CHAPEAUX	Electrobel
CHERMANNE	Belgonucléaire
CRYUS	Electrobel
DEHON	
DE MOOR	Belgonucléaire
EVENEPOEL	Belgonucléaire
GALLAND	Ateliers de Constructions Electriques de Charleroi
GOENS	Electrobel
HERMAN	Centre d'Etudes de l'Energie Nucléaire
HERNALSTEEN	Electrobel
HUIGHE	Traction et Electricité
KARTCHEYSKY	Cimenteries & Briqueteries Réunies
LEDANT	Electrobel
MARTIN	Compagnie Générale Conduites d'Eau
PADUART	Cockerill-Ougrée
RAHIER	Université Libre de Bruxelles
RIESSAUW	Compagnie Générale Conduites d'Eau
RUSTON	Rijksuniversiteit Gent
	Société d'Etudes de Recherches et d'Applications pour l'Industrie
SCHIFFMANN	Université Libre de Bruxelles
YPERSIEL	Electrobel

DEUTSCHLAND

BORNKE	Rheinisch-Westfälisches Elektrizitätswerk
BRUCKNER	Thormann & Stiefel
BUCHSENSCHUTZ	Babcock & Wilcox Dampfkessel-Werke
CHRISTOFFEL	Fried. Krupp Universalbau
DORNER	Siemens
DREISSIGACKER	Bundesministerium für wissenschaftliche Forschung
EBERLE	Brown Boveri/Krupp
EGGERS	Gesellschaft für Kernforschung
FRIDRICH	Rheinisch-Westfälisches Elektrizitätswerk
GRUHL	Siemens

HAASE	Bundesministerium für wissenschaftliche Forschung
HARTWIG	Fried. Krupp Universalbau
HAUCK	Gutehoffnungshütte Sterkrade
HOENHINNEBUSCH	Fried. Krupp Universalbau
JANSEN	Brown Boveri & Cie
KELLERMANN	Institut für Reaktorsicherheit TÜV
KERN	Technischer Überwachungsverein Essen
KERSTING	Kernforschungsanlage des Landes Nordrhein-Westfalen
KLANG	Siemens Bauunion
KOEHLER	Brown Boveri & Cie
KOEPCKE	Technische Hochschule Berlin
KOOP	Rheinisch-Westfälisches Elektrizitätswerk
KNIRSCH	Brown Boveri/Krupp
LETTIN	Gesellschaft für Kernforschung Geesthacht
LUCKING	Dyckerhoff und Widmann
MARGGRAF	Gutehoffnungshütte Sterkrade
MEERWALD	Brown Boveri/Krupp
MEINHARDT	Babcock & Wilcox Dampfkessel-Werke
MEYER	Fried. Krupp Universalbau
MORETTI	Interatom
MÜHE	Philipp Holzmann
MÜLLER	Rheinisch-Westfälisches Elektrizitätswerk
MUSZYNSKI	Technischer Überwachungsverein Baden
NEMET	Siemens
NEUNERT	Dyckerhoff und Widmann
PFEFFER	Fried. Krupp Apparatebau
RAMM	Baustatik Essen
RÖSNER	Gutehoffnungshütte Sterkrade
SCHMIEDEL	Brown Boveri/Krupp
SCHNELLENBACH	Technische Hochschule Hannover
SCHRAGE	Fried. Krupp Universalbau
SCHULZ	Fried. Krupp Universalbau
SPECK	Süddeutsche Spannbetongesellschaft
STEINSDÖRFER	Fried. Krupp Universalbau
STURMFELS	Hochtief
TIETZE	Institut für Reaktorsicherheit TÜV
TRÜMMER	AEG-Telefunken
ULLRICH	AEG-Telefunken
VAESSEN	Hochtief
WENGLER	Farbwerke Hoechst
WERNER	Held & Francke
WOLF	Rheinisch-Westfälisches Elektrizitätswerk
WÜRDIG	Babcock & Wilcox Dampfkessel-Werke
ZERNA	Technische Hochschule Hannover

FRANCE

ANDREANI	Neyrpic
ARATHOON	Société pour l'Industrie Atomique
AVRAMITO	Sud-Aviation
AZAM	Electricité de France
BALENSI	Commissariat à l'Energie Atomique
BARTH	Alsthom
BEMER	Electricité de France
BERNAIX	Coyne et Bellier
BERTHET	Commissariat à l'Energie Atomique
BERTHIER	Centre d'Etudes Scientifiques et Techniques
BERTONAZZI	Alsthom
BOCQUILLON	Compagnie Française d'Entreprises
BOUGUET	Compagnie d'Ingénieurs et Techniciens d'Etudes
BOURGINE	Bureau Veritas
BREUILLE	Compagnie des Ateliers et Forges de la Loire
BUCK	Compagnie de Saint-Gobain
CANNIC	Société Générale d'Entreprises
CARILLON	Bertin & Cie
CHARDIN	Snecma
CHEVALLIER	Neyrpic
CONVERSY	Entreprise Campenon Bernard
COSTES	Commissariat à l'Energie Atomique
COUDRAY	Société pour l'Industrie Atomique
CRUSET	Compagnie Industrielle de Travaux
DALET	Société des Forges et Ateliers du Creusot
DANCKAERT	Compagnie de Saint-Gobain
DAURES	Electricité de France
DAWANCE	Centre expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics
DE MIJOLLA	Compagnie des Ateliers et Forges de la Loire
DE MORGUES	Brevatome
DUBOIS	Commissariat à l'Energie Atomique
DUBOIS	Electricité de France
DUPAY	Commissariat à l'Energie Atomique
DUPONT	Sud-Aviation
DURAND	Neyrpic
EDELBOUDE	Société Générale d'Entreprises
FERNANDEZ	Commissariat à l'Energie Atomique
FORESTIER	Commissariat à l'Energie Atomique
FOUCHE	Fives-Penhoët
FOULQUIER	Commissariat à l'Energie Atomique
FOURNIER	Compagnie de Saint-Gobain
FREOUR	Société pour l'Industrie Atomique
GALZIN	Société d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises
GENDRE	Bureau Veritas
GERARD	Société Générale d'Entreprises
GIGAREL	Neyrpic
GOMARIN	Compagnie Générale Française d'Etudes Techniques
GRAU	Electricité de France
GROSSIN	Bertin & Cie

GRUEL	Groupeement Atomique Alsacienne Atlantique
GRUGET	Compagnie de Saint-Gobain
GUILGUET	Brevatome
GUSSLET	Entreprise Fougerolle
HAPPICH	Société d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises
HEUZE	Société des Forges et Ateliers du Creusot
HUBERT	Babcock & Wilcox
HUGOT	Commissariat à l'Energie Atomique
JANNOT	Bertin & Cie
JANNOT	Sud-Aviation
JOLAS	Electricité de France
JOLY	Wanner-Isofi
JUMENTIER	Société d'Etudes pour le Développement de la Fibre de Verre
KESSLER	Compagnie des Ateliers et Forges de la Loire
KLARSFELD	Compagnie de Saint-Gobain
KRAMER	Fives-Penhoët
LABBENS	Société des Forges et Ateliers du Creusot
LACROIX	Société Générale d'Entreprises
LALLEMENT	Commissariat à l'Energie Atomique
LANIEPCE	Saint-Gobain - Techniques Nouvelles
LAUNAY	Compagnie Industrielle de Travaux
LECOURT	Société pour l'Industrie Atomique
LEHANNEUR	Entreprise Campenon Bernard
LEMASSON	Compagnie Industrielle de Travaux
LESCAUT	Electricité de France
LETREGUILLY	Société d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises
LIDA	Electricité de France
LOCA	Sestig-Cite
MAGNAS	Société Générale d'Entreprises
MARECHAL	Centre Expérimental de Recherches et Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics
MARTIN G.	Société des Forges et Ateliers du Creusot
MARTIN R.	Commissariat à l'Energie Atomique
MARTY	Société d'Etudes pour le Développement de la Fibre de Verre
MASSON	Wanner-Isofi
MICHEAU	Bertin & Cie
MORA	Saint-Gobain - Techniques Nouvelles
MORDCHELLES- REGNIER	Bertin & Cie
NAUDIN	Bertin & Cie
NOEL	Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics
PATIN	Régie Autonome des Transports Parisiens
PAYAN	Société des Forges et Ateliers du Creusot
PICAUT	Coyne et Bellier
PIROVANO	Bertin & Cie
POULAIN	Compagnie d'Ingénieurs et Techniciens d'Etudes
PUYO	Coyne et Bellier

REB	Alsthom
ROCHE	Commissariat à l'Energie Atomique
ROMAIN	Entreprise Fougerolle
ROSUEL	Snecma
ROUGLIER	Electricité de France
SAUVINET	Babcock & Wilcox
SOULIER	Electricité de France
STOLZ	Electricité de France
TARBES	Société d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises
TILLEQUIN	Babcock & Wilcox
TRUILLE	Alsthom
VENTRE	Electricité de France
VIANNAY	Bertin & Cie

# ITALIA

BASSO	Comitato Nazionale per l'Energia Nucleare
CRISPINO	Snam-Progetti
CRISTIANI	Snam-Progetti
LAULETTA	Ismes/Bergamo
MORETTO	Amec-Ansaldo
NICOLAI	Montedison
SCOTTO	Ente Nazionale per l'Energia Elettrica
SCURICINI	Comitato Nazionale per l'Energia Nucleare
TORIELLI	Ente Nazionale per l'Energia Elettrica
ZAULI	Cise/Sorin

# NEDERLAND

BOGAARDT	Technische Hogeschool Eindhoven
BRUGGELING	Adviesbureau Bouwtechniek
DE RONDE	Gemeenschappelijke Kernenergiecentrale Nederland
HAAS	Reactor Instituut Delft
HERBSCHLEB	Ibis
KLEIJN	Reactor Instituut Delft
KOL	Permanente Vertegenwoordiging van Nederland
KUYT	Reactor Instituut Delft
THEISSING	Bredero
VAN DER HEIJDEN	Reactor Instituut Delft
VAN DER SCHAAF	Bredero
VAN DER VLUGT	Betonvereniging Nederland
VERBIEST	Reactor Centrum Nederland
WASSENAAR	Gemeenschappelijke Kernenergiecentrale Nederland
WESTENBERG	Ibis
ZEGVELD	Technisch Natuurkundig Onderzoek Delft

COMMISSION DES COMMUNAUTES EUROPEENNES

ALLGEIER

BARUFFA

BENZLER

BOCK

BOGGIO

EHRENTREICH

ENGELS

FERNET

FRENAY

GIBB

HAMPE

HUBERT

JACQUOT

KRUYS

LUYKX

MARIEN

MASERATI

ORLOWSKI

PATZELT

PELLEGRINO

PLEINEVAUX

QUEQUIN

RENAUDIE

SEBILLE

SIEBKER

TERPSTRA

TYTGAT

VALETTE

VINCENT

VINCK

WENDLER

Discorso inaugurale del Dott. GUAZZUGLI MARINI,  
Direttore Generale

---

Signore e Signori,

ho il piacere di porgerVi, a nome della Commissione delle Comunità Europee, il benvenuto all'odierna riunione d'informazione.

Il nostro incontro é dedicato ai lavori nel settore dei contenitori di calcestruzzo precompresso e del loro isolamento; esso continua la serie delle riunioni informative precedentemente organizzate dalla Commissione dell'Euratom per la discussione di vari problemi specifici della tecnica dei reattori nucleari. Molti di Voi hanno già partecipato a qualcuna di queste riunioni e possono perciò farsi un'idea esatta dei progressi che sono stati conseguiti in questi ultimi anni nella Comunità.

La nostra odierna riunione informativa tratta un duplice tema : la tecnica del calcestruzzo precompresso e la tecnica dell'isolamento. Sebbene esistessero anche in passato dei nessi fra le due tecniche, soltanto con l'avvento dei grandi contenitori pressurizzati per reattori nucleari ci si é resi conto quanto fosse stretta la correlazione fra di esse e quanto l'una influisse sull'altra.

Sono lieto dell'occasione offertami dall'odierna riunione di poter porgere il benvenuto a numerosi Esperti di ambedue le discipline tecniche e sono convinto che la loro presenza, come pure quella di rappresentanti dei costruttori di reattori, delle imprese distributrici di energia e degli organismi di sicurezza, permetteranno uno scambio di opinioni particolarmente proficuo che sarà di utilità a tutte le parti interessate.

L'attuale grado di perfezionamento della tecnologia del calcestruzzo precompresso é dovuto alle idee, ai lavori e alle esperienze che molti ingegneri e scienziati hanno apportato nel corso degli ultimi 75 anni. Il trasferimento di questa tecnica alla costruzione di contenitori pressurizzati é tuttavia avvenuto soltanto negli anni 50 del nostro secolo, allorché nella tecnica nucleare si é posto con particolare acutezza il problema di operare con pressioni e temperature elevate in dispositivi di grandi dimensioni. Per scrupolo di completezza non si deve tuttavia sottacere che l'idea fondamentale dei recipienti precompressi é antichissima. Basti pensare all'arte del bottaio, che, battendo sui cerchi della botte, produce nelle doghe una precompressione che le tiene strettamente premute l'una contro l'altra.

Il secondo tema della nostra riunione, la tecnica dell'isolamento dei contenitori, appartiene funzionalmente all'ampio settore del trasferimento del calore. I fondamenti decisivi di questa disciplina sono stati posti all'incirca nella stessa epoca che per il calcestruzzo precompresso, ed anche in questo caso con una partecipazione determinante di ingegneri e scienziati dei nostri paesi.

In considerazione della spiccata tradizione tecnica dei paesi della nostra Comunità nei settori citati e del fatto che il loro concatenamento e approfondimento sono stati promossi dalla tecnica dei reattori, non poteva destare sorpresa che nel suo secondo programma di ricerche elaborato oltre 5 anni or sono, l'Euratom desse particolare rilievo ai contenitori di calcestruzzo precompresso e al loro isolamento. A quell'epoca, la tecnica dei contenitori di calcestruzzo precompresso aveva già trovato le prime applicazioni su scala industriale. Si trattava, partendo da tale base, di cercare soluzioni migliori sotto l'aspetto tecnico ed economico. Per tale motivo, i lavori promossi dall'Euratom riguardavano principalmente il settore dei reattori sperimentali, che sono stati coordinati dalla Direzione Industria.



Successivamente si é visto che le indagini da noi avviate permettevano di considerare come possibili, i più vari perfezionamenti d'ordine tecnico ed economico rispetto agli impianti esistenti. Attesa l'elevata incidenza del prezzo del contenitore pressurizzato e del suo isolamento termico rispetto al costo globale del reattore, tali miglioramenti equivalgono ad un aumento della redditività economica complessiva dell'impianto. Nel frattempo, é risultato inoltre che contenitori pressurizzati di calcestruzzo precompresso del tipo qui considerato, atti a resistere a pressioni interne e a temperature molto elevate, presentavano vantaggi non soltanto per i reattori nucleari. Questa nuova tecnica promette anzi di trovare nuovi campi di applicazione nel quadro molto più vasto dell'industria chimica e altre, come pure di apportare alle industrie meccaniche e delle apparecchiature nuove e più vantaggiose soluzioni.

Questo sviluppo conferma una volta di più la regola generale, dedotta dall'esperienza, dell'interdipendenza tecnica. Un progresso tecnico compiuto in un determinato settore non torna mai a suo beneficio esclusivo; spesso ne sono anzi assai più importanti gli impulsi e le ripercussioni su altri settori industriali.

Sono lieto che proprio in occasione dell'odierna riunione di informazione, la nuova Commissione delle Comunità Europee, sorta dalla fusione delle tre Commissioni per il Mercato Comune, il Carbone e l'Acciaio e l'Euratom, adempia la sua funzione di mediatrice e uno dei suoi compiti istituzionali, ossia quello di promuovere e catalizzare il progresso tecnico dei nostri paesi membri.

Nel quadro di questa nostra manifestazione, tale obiettivo viene conseguito anche grazie alla circostanza che le relazioni non sono limitate a lavori attuati nell'ambito del programma promosso dalla Commissione. Tutta una serie di comunicazioni riguarda invece degli studi che sono stati intrapresi da varie aziende della Comunità indipendentemente dalle iniziative della Commissione, a

proprie spese, oppure nel quadro di programmi di sviluppo nazionali. Ringrazio tali aziende di aver voluto accettare il nostro invito e di riferire in merito ai risultati da esse conseguiti. Vorrei anzi sottolineare l'utile che torna alla nostra manifestazione da questo ampliamento dei temi trattati. Ringrazio inoltre tutti i relatori e coloro che hanno redatto le varie relazioni o che vi hanno collaborato, raccogliendo per noi con un lavoro non sempre agevole i risultati dei loro studi.

La nostra riunione di informazione contribuirà ad approfondire, nel settore che ci siamo proposti di trattare, lo scambio di esperienze tra le varie ditte del ramo e i gruppi di ricerca della Comunità; essa gioverà ad arricchire le loro esperienze e a incrementarne la competitività rispetto ai concorrenti esterni. Anche noi potremo trarne indicazioni per adattare la nostra opera alle esigenze del momento. Attraverso le discussioni previste in questi due giorni ed i nuovi contatti che vengono facilitati tra le vostre imprese e organizzazioni, speriamo di compiere un ulteriore passo verso una futura collaborazione europea sempre più stretta.

Mi compiaccio di rilevare che alla riunione di quest'oggi si sono iscritti, a parte i rappresentanti della Commissione, oltre 200 partecipanti, che nella loro qualità di esperti sono i principali interessati ai temi all'ordine del giorno. Da questo dato appare evidente che anche da parte vostra uno scambio di informazioni tecniche viene considerato opportuno e utile. Mi auguro che i risultati della nostra riunione possano rispecchiare compiutamente l'importanza dei settori rappresentati in questa assemblea!

Vi auguro perciò, Signore e Signori, che lo scambio di esperienze dei prossimi due giorni abbia il miglior successo e dichiaro aperta la riunione di informazione.

EXPOSE INTRODUCTIF

---

(P. Fernet, Euratom)

Je voudrais remercier Monsieur Guazzugli-Marini, Secrétaire exécutif de la Commission d'Euratom d'avoir remplacé M. Hellwig, empêché, et de manifester ainsi l'intérêt que la nouvelle Commission unifiée porte à notre réunion en acceptant d'en présider la séance d'ouverture.

Je voudrais en outre excuser M. von Geldern, Directeur Général de l'Industrie et de l'Economie à l'Euratom, que ses obligations ont empêché de se trouver parmi nous.

Bien que la majorité d'entre vous soit familiarisée avec le programme de recherches et de développement que la Commission d'Euratom a poursuivi depuis de nombreuses années, je pense qu'il n'est peut-être pas inutile de rappeler le cadre dans lequel les travaux dont nous allons discuter se sont déroulés. Sous l'objectif "réacteurs de types éprouvés" la Commission a réalisé, sous la forme de contrats de recherches, un important programme de promotion destiné à faciliter l'implantation de ces réacteurs comme source d'énergie électrique dans la Communauté.

A côté du programme consacré aux réacteurs à eau légère qui a débuté avec la naissance d'Euratom, un effort plus modeste sur le plan financier consacré aux réacteurs à uranium naturel, modérés au graphite et refroidis au gaz carbonique s'est peu à peu développé, notamment à partir de l'entrée en vigueur du 2ème programme quinquennal à la suite de l'invitation lancée au Journal Officiel du 1er décembre 1962. Comme M. Guazzugli-Marini nous l'a rappelé une réunion d'information sur les premiers résultats de ce programme a eu lieu en février 1965. Aujourd'hui, alors que le 2ème programme quinquennal est sur le point de prendre fin, la Commission a jugé que le moment était venu de vous inviter à une réunion de caractère plus spécifique et par là même, du moins nous l'espérons, plus fructueuse,

limitée aux seuls aspects des caissons de réacteurs en béton précontraint et à leur isolation thermique, qui constituaient une part importante de ce programme.

Tous les organismes et firmes de la Communauté qui ont étudié ces problèmes sous contrat Euratom pour l'objectif réacteurs éprouvés à graphite-gaz ainsi d'ailleurs que pour une application à un réacteur bouillant à eau légère vont vous présenter le résultat de leurs travaux. La Commission leur a consacré sous la seule rubrique des réacteurs éprouvés à graphite-gaz un budget voisin de 1.650.000 unités de compte dont 3/5 environ sont allés aux problèmes d'isolation et de protection thermique. Encore cet effort a-t-il été limité par les restrictions budgétaires. Ces travaux ayant été financés par les Etats Membres, il était normal que la primeur en fut réservée à la Communauté. C'est la raison pour laquelle dans cette salle la participation internationale se trouve restreinte non seulement aux ressortissants de nos six Etats Membres, mais encore à ceux qui sont habilités à recevoir les communications au sens de l'article 13 du Traité d'Euratom. Si cette procédure a surpris certains d'entre vous, croyez bien qu'elle n'a pas non plus facilité notre tâche de préparation de cette réunion. Elle n'a d'ailleurs pas trop freiné votre enthousiasme à venir puisque, alors que nous avions estimé initialement accueillir une centaine de participants, nous nous retrouvons aujourd'hui avec près de 250 inscriptions ! Je n'ose penser au nombre que nous aurions atteint si nous avions accepté les représentants de tous les organismes extérieurs à la Communauté qui nous ont demandé leur inscription et que nous avons dû refuser.

Cet afflux de demandes nous a confirmé dans notre idée que le moment était bien choisi pour débattre de ces problèmes, dont l'intérêt technologique et industriel ne fait que s'amplifier. Je suis convaincu que la preuve définitive nous en sera donnée par la qualité des discussions qui suivront les exposés.

Une autre raison qui me fait bien augurer du succès de ces deux journées est l'empressement que les firmes de la Communauté non-bénéficiaires de contrats Euratom ont mis à répondre à notre invitation de présenter également les résultats de leurs propres travaux. Elles n'y avaient évidemment aucune obligation, mais toutes celles que nous avons approché se sont immédiatement déclarées prêtes à le faire et nous nous en félicitons. La contrepartie est que, dans certains cas, nous avons été amenés à réduire le temps de parole dont elles avaient souhaité disposer. Je souhaite qu'elles ne nous en tiennent pas rigueur.

L'examen du programme vous aura montré qu'à côté d'une part relativement réduite - qui n'implique aucun caractère péjoratif, bien au contraire - consacrée aux études fondamentales, la majeure partie des contributions traiteront de procédés industriels et d'essais sur maquettes représentatives des phénomènes réels. C'est d'ailleurs seulement dans ces conditions que nombre de vérifications expérimentales prennent leur sens et apportent aux ingénieurs de projets les informations dont ils ont besoin.

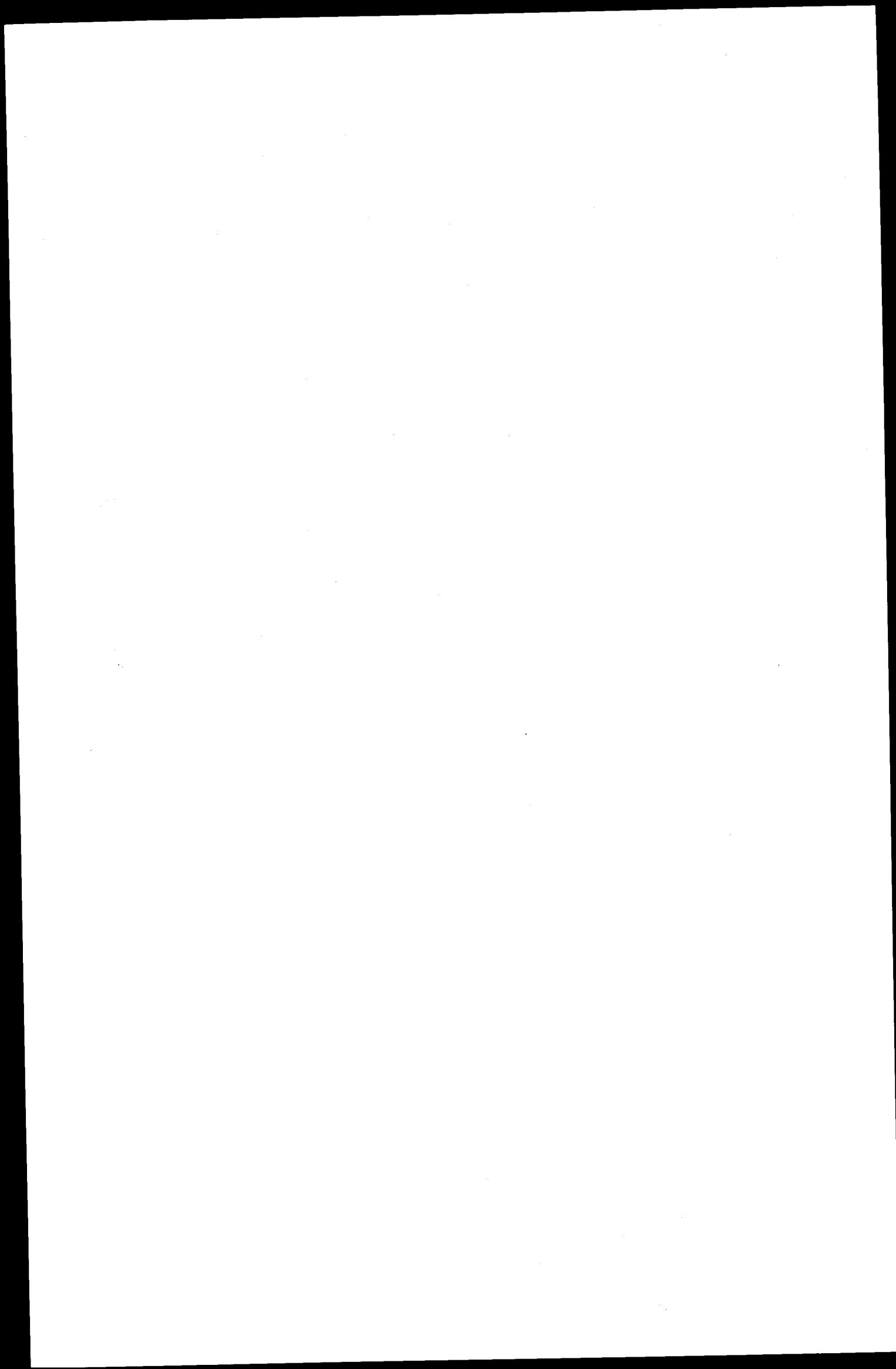
Au cours de ces deux journées et sans avoir la prétention de couvrir en détail un domaine aussi vaste et aussi essentiel à l'avenir des grandes centrales nucléaires de puissance, nous allons donc passer en revue de nouveaux concepts de caissons qui pourraient permettre de reculer encore les limites technologiques dues à la température et à la pression régnant à l'intérieur de l'enceinte - je pense ici en particulier aux caissons bi ou multicouches - ou dues aux possibilités d'accès, largement facilitées par l'emploi d'un couvercle métallique. Une meilleure connaissance de la tenue du béton à chaud et sous rayonnements, ou le recours à des qualités spéciales, est aussi un moyen de reculer ces limites.

Demain, les résultats extrêmement significatifs obtenus au cours de ces dernières années sur les phénomènes de convection naturelle qui nous seront présentés, nous permettront de mieux comprendre le fonctionnement des systèmes d'isolation que l'industrie de la Communauté a imaginés et dont leurs promoteurs nous présenteront les caractéristiques.

Je crois que certains d'entre eux, sinon tous - mais je ne voudrais pas porter à l'avance sur eux un jugement de valeur - permettent d'envisager avec optimisme des solutions acceptables industriellement. Sans doute, des travaux de développement, qu'il appartient à l'industrie elle-même de poursuivre, seront-ils encore nécessaires dans certains cas pour convaincre les utilisateurs que sont les producteurs d'électricité, de recourir à telle ou telle solution. Je souhaite que les présentations que nous entendrons demain à cet égard, en mettant à votre disposition les éléments objectifs de chaque dossier, atteignent ce but et montrent clairement que la Communauté ne souffre ici d'aucun retard technologique.

Ne voulant pas abuser plus longtemps de votre patience, je passe maintenant la parole à M. Benzler qui, outre la lourde charge de la préparation de notre réunion, assurera aujourd'hui la direction de nos travaux, avant de céder la place demain à M. Terpstra pour la seconde de nos journées.

- Erster Teil : Grundlagenuntersuchungen auf dem Gebiet der  
Betontechnologie, Verhalten bei Temperatur  
und bei Bestrahlung.
- Première Section : Etudes fondamentales dans le domaine de la  
technologie du béton, comportement à la chaleur  
et tenue sous irradiation.
- Prima Sezione : Studi fondamentali nel campo della tecnologia  
del calcestruzzo: comportamento sotto temperatura  
ad irraggiamento.
- Eerste deel : Fundamenteel onderzoek of het gebied van de  
betontechnologie, gedrag bij verhoogde temperatuur  
en bestraling.





Einleitung zu den Vorträgen am 7. November ( H. Benzler, Euratom)

Unser heutiges Programm behandelt in zwei Sitzungen einige Grundlagenuntersuchungen auf dem Gebiet der Betontechnologie unter besonderer Berücksichtigung des Verhaltens bei Temperatur und Bestrahlung sowie eine Reihe neuer Behälterkonzeptionen einschließlich der Erfahrungen mit entsprechenden Modelltests.

Die Entwicklung der Spannbetonbehälter für Kernreaktoren seit ihren Anfängen in den fünfziger Jahren bis zum heute industriell erprobten Stand soll hier nicht skizziert werden. Sie ist Ihnen in ihren Hauptzügen sicherlich bekannt . Auch wurde hierüber bereits anlässlich unserer ersten Informationstagung über die erprobten Gas-Graphit-Reaktoren am 2. und 3. Februar 1965 - entsprechend dem damaligen Stand - berichtet. Eine Zusammenfassung der damaligen Tagung ist als Euratom-Bericht erschienen und kann von Interessenten erworben werden.

Die heute vorgetragenen Berichte behandeln Entwicklungsarbeiten, die in dem Bestreben unternommen wurden, die bekannte Technik zu vervollkommen oder zu verbessern und so zu wirtschaftlich überlegenen Lösungen zu gelangen.

Ein herkömmlicher oder "klassischer" Spannbeton-Druckbehälter läßt sich für unsere Betrachtung im Prinzip wie folgt kennzeichnen:

- Innen eine Wärmeisolierschicht aus Bimsbeton oder Stahllamellen zum Temperaturabbau auf etwa 40 bis 80°C,
- danach eine Stahlhaut von etwa 25mm Stärke zur Abdichtung mit flüssigkeitsdurchströmten Kühlschlangen auf der Außenseite,
- schließlich der eigentliche, durch Kabel vorgespannte monolithische Betonbehälter zur Aufnahme der Druckkräfte.

Ein derartiges System ist heute einwandfrei beherrschbar, es bietet jedoch auch noch zahlreiche Ansatzpunkte für Verbesserungen.

1. Die Wärmeisolierung auf der Behälterinnenseite ist ziemlich kompliziert und aufwendig. Es lohnt sich daher, nach einfacheren und preisgünstigeren Lösungen zu suchen.

Soweit diese Lösungen eine Isolierung mit metallischer Grundstruktur zum Gegenstand haben, sei auf das morgige Tagungsprogramm verwiesen. Aber auch im Rahmen der betonartigen oder keramischen Isolierungen bleibt noch für Verbesserungen Raum.

2. Die vorgespannte Betonstruktur der bisherigen Behälter ist noch

keineswegs optimal den auftretenden Beanspruchungen angepaßt. Sie muß einerseits die durch den Innendruck erzeugten Kräfte aufnehmen, zum anderen beträchtlichen Wärmespannungen widerstehen. Dabei sind die durch Temperaturunterschiede erzeugten Spannungskomponenten häufig von gleicher Größenordnung wie die durch die äußeren Kräfte verursachten Anteile. Außerdem ist das Zusammenwirken beider Belastungskomponenten bei den verschiedenen Betriebszuständen unterschiedlich.

3. Die bisher üblichen Spannverfahren sind in mancherlei Weise unvollkommen:

- zum Beispiel führen die durch Reibung verursachten Spannungsabfälle zu einem nutzlosen Aufwand an Kabelquerschnitt, Spannköpfen und Betoneinsatz.

- Kriech- und Schwindvorgänge erfordern entweder eine Überhöhung der anfänglich aufgebrauchten Vorspannkräfte oder aber besondere Einrichtungen zum Nachspannen der Kabel.

- Schließlich sind Aufwand und Kosten für die Spannköpfe und ihre Auflagerungen ziemlich groß.

4. Die derzeitig übliche Baustellenfertigung eines großen Betonbehälters setzt Grenzen für die erreichbare Betonqualität und bedingt lange Bauzeiten.

5. An letzter Stelle sei erwähnt, daß die bisherige funktionelle Aufgliederung der Behälterwandung in heiße Isolierschicht, lekdichte Haut mit Kühlsystem und kalte Betonstruktur nicht unabänderlich festgelegt ist. Es sind im Gegenteil andere Anordnungen denkbar, die gegenüber dem bisherigen System Vorteile aufweisen.

Diese eben gekennzeichneten fünf Ansatzpunkte für eine Weiterentwicklung und Verbesserung des bisherigen Spannbetonbehältersystems geben den Rahmen ab für den Hauptteil der Arbeiten, über die Ihnen heute vorgetragen werden soll. Zwei Beiträge behandeln darüber hinaus spezielle Fragen der Behältermodell-Technik.

Wir beginnen unser Programm mit den Grundlagenuntersuchungen auf dem Gebiet der Betontechnologie, wobei dieses Thema jedoch auch noch in einigen der Vorträge des zweiten Abschnittes berührt wird, welcher den neuen Druckbehälter-Prototypen eingeräumt ist.

Der erste Beitrag behandelt das Verhalten des Betons unter Wärmebelastung und Strahlung und faßt die Ergebnisse eines Forschungsprogramms zusammen, das die Firma SNAM PROGETTI im Auftrage der Kommission durchführt. Ein Hauptziel dieser Untersuchungen war, einen Beton zu entwickeln, der bei höheren Temperaturen und Strahlungsdosen als Strukturmaterial für Reaktordruckgefäße verwendet werden kann. Außerdem sollten die wichtigsten Faktoren aufgedeckt werden, die für die Verschlechterung der Betoneigenschaften unter dem Einfluß einer Wärmebehandlung maßgebend sind.

Danach wird die Firma BREDERO über einige ergänzende Untersuchungen berichten, die sie für uns bezüglich des Einflusses von Erwärmung und Bestrahlung auf einige Eigenschaften von Mörtel- und Betonproben verschiedener Zusammensetzung unternommen hat. Bei diesen Untersuchungen wurden insbesondere die Auswirkungen unterschiedlich hoher Strahlungsdosen ermittelt.

Ziel beider Forschungsprogramme ist die Verwirklichung einer "heißen" Betonstruktur, die ohne Isolierwand auskommen könnte. Eine derartige Lösung wäre besonders einfach und elegant.

Der dritte Bericht befaßt sich mit Wärmedämmbetonen, die unter Temperatur und  $\text{CO}_2$ -Druck beständig sein sollen. Diese Entwicklungen gehen im Rahmen eines zwischen dem CEA und Euratom abgeschlossenen Forschungsprogramms vor sich. Solche Betone müssen Temperaturen von etwa  $400^\circ\text{C}$  und  $\text{CO}_2$ -Drücke von über 40 atm aushalten und außerdem eine niedrige Wärmeleitfähigkeit besitzen.

Der vierte und letzte Beitrag zum ersten Programmabschnitt kommt von der Firma FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU und beruht auf eigenen Arbeiten dieser Firma. In diesem Beitrag werden zwei Vorschläge zur Entwicklung druckfester und kostengünstiger Isolierwände beschrieben.

Der zweite Abschnitt unseres heutigen Programms ist im wesentlichen den neuen Druckbehälter-Prototypen gewidmet. Zwei Beiträge befassen sich ferner mit Sonderfragen der Testmodell-Technik.

In den Rahmen unseres eigenen Entwicklungsprogramms gehören die Arbeiten der Firmen CITE und FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU, während die

übrigen Beiträge Eigenentwicklungen der jeweils genannten Firmen sind oder im Zusammenhang mit anderweitig unterstützten Programmen stehen.

Wir beginnen mit einem Vortrag der SOCIETE D'ETUDES ET D'EQUIPEMENTS D'ENTREPRISES (SEEE) über ein Spannbetondruckgefäß mit heißer Dichtungshaut, das unter Mitarbeit von Herrn Professor BERTHIER vom CENTRE D'ETUDES SCIENTIFIQUES ET TECHNIQUES in GRENOBLE sowie der SOCIETE NEYRPIC entwickelt wurde. Bei dieser neuartigen Konzeption ist die Dichtungshaut aus Stahl direkt dem heißen Reaktorkühlmittel ausgesetzt, der Temperaturabfall erfolgt in den ersten Dezimetern Beton bis auf etwa  $50^{\circ}\text{C}$ , der übrige Behälterbeton ist praktisch kalt und dient als tragende Struktur. Ein Kühlsystem an der Grenze beider Betonschichten führt den größten Teil der Verlustwärme ab. Ein zweiter Vorschlag behandelt einen kombinierten Stahl-Beton-Behälter.

Im Anschluß hieran nenne ich den Beitrag der Firma Fried. KRUPP UNIVERSALBAU über die Entwicklung eines mehrlagigen Spannbeton-Druckbehälters für hohe Drücke und hohe Temperaturen. Auch bei dieser neuen Behälterbauart haben wir es mit einer heißen Dichtungshaut mit anschließender heißen Betonschicht zu tun. Die Temperatur wird in einer nachfolgenden keramischen Isolierung abgebaut. Im Gegensatz zum Prinzip von SEE ist bei dem Behälter von KRUPP die äußere vorgespannte kalte Betonschale durch einen Wasserspalt von der Innenschale getrennt. Zwischen Behälterraum und Wasserspalt herrscht Druckausgleich.

Die Firma CITE berichtet über ein neues Vorspannverfahren, das Herr P. PATIN vorgeschlagen hat. Grundgedanke ist eine Doppelstruktur für den Behälter aus einer innenliegenden unbewehrten und einer äußeren bewehrten Betonschale, die durch einen leckdichten Spalt getrennt sind. Durch Einbringen einer unter Druck stehender Flüssigkeit oder eines Mörtels in den Spalt wird das System gespannt, wobei die Innenschale eine Druckvorspannung erhält und die äußere Schale die Zugspannungen aufnimmt. Rißbildung der bewehrten Außenschale ist ohne Belang.

Der Beitrag der Firma SIEMENS behandelt einen aus Fertigteilen aufgebauten zylindrischen Betonbehälter mit demontierbaren Verschlußpfropfen. Bei diesem Behälter erfolgt das Aufbringen der Tangentialspannung durch ringweises Auseinanderdrücken der Fertigteile mit hydraulischen Pressen gegen äußere Spannringe, wobei entsprechende Aussparungen zwischen den Ringsegmenten nachträglich ausbetoniert werden. Die axiale Vorspannung wird anschließend durch Zugstäbe aufgebracht.

Im Bericht der SOCIETE GENERALE D'ENTREPRISES und der COMPAGNIE INDUSTRIELLE DE TRAVAUX wird ein Behälter erläutert, der aus zwei verschieden stark vorgespannten Schichten besteht. Und zwar ist die Außenschicht stärker vorgespannt, um die dort auftretenden thermischen Zugspannungen zu kompensieren.

Als letzten neuartigen Behälterentwurf unseres heutigen Programmes haben wir ein System aufgenommen, das in Zusammenarbeit zwischen der Firma SEEE und Euratom für einen 1000 MWe-Siedewasser-Reaktor erarbeitet wurde. Dieses System betrifft einen Vorspannbetonbehälter mit einem Stahldeckel als Verschluß.

Die weiteren beiden Vorträge dieses Tages sind den besonderen Problemen gewidmet, die sich im Zusammenhang mit Modellversuchen für Spannbetondruckbehälter ergeben. Die Firma BROWN BOVERI / KRUPP wird uns über Modellversuche am Spannbetonbehälter für einen 300 MW-Hochtemperatur-Reaktor berichten. Danach folgt ein Beitrag der ENTE NAZIONALE PER L'ENERGIA ELETTRICA über ihre besonderen Erfahrungen mit kleinmaßstäblichen Modellen von Spannbetonbehältern.

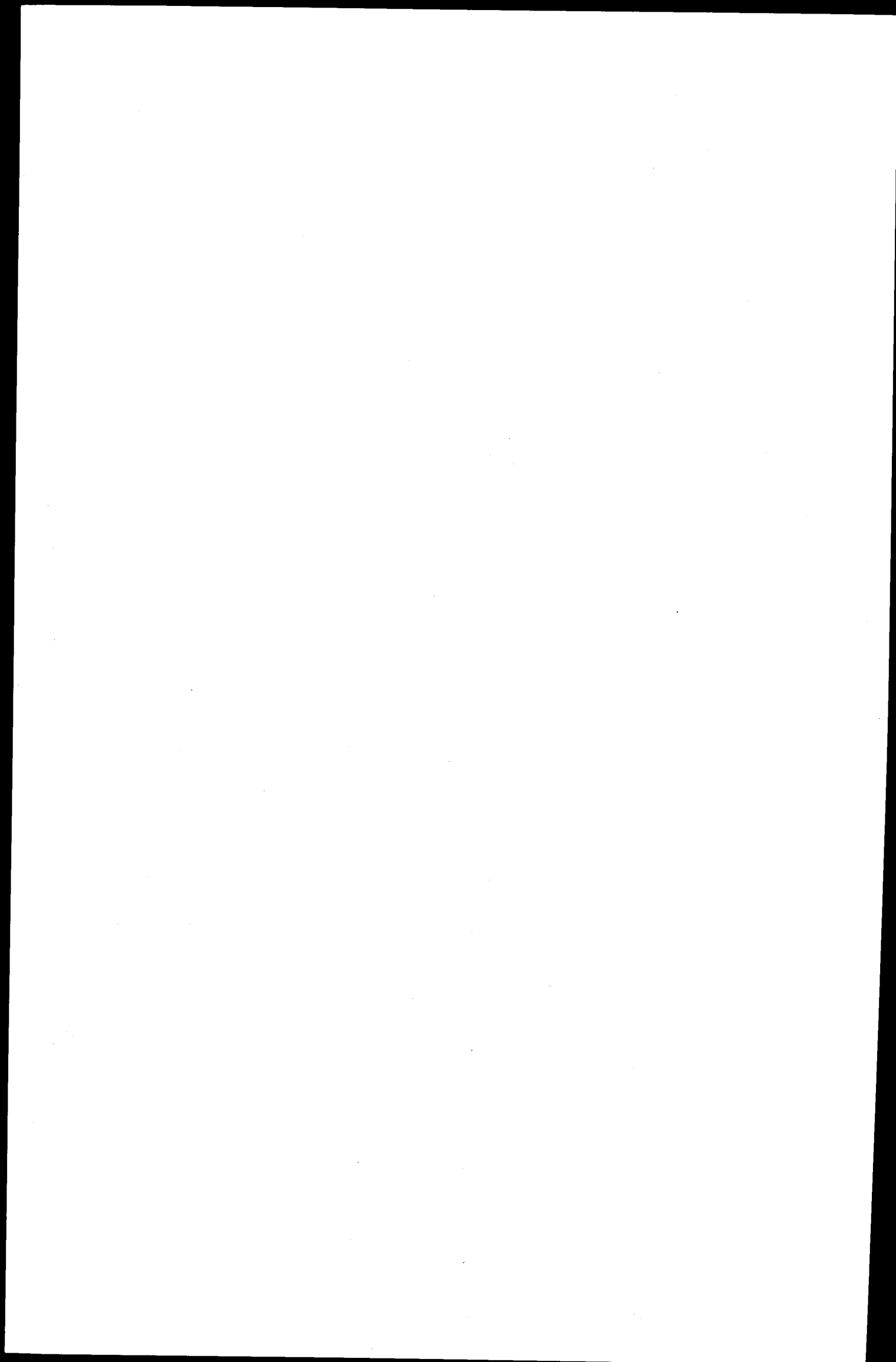
Ich weise noch darauf hin, daß während der Mittagspause um 14 Uhr im Sitzungssaal ein Film vorgeführt wird, der ein neuartiges Beschickungssystem für Reaktorbehälter behandelt. Dieses System wurde vom CEA im Rahmen eines gemeinsamen Programms mit Euratom entwickelt. Herr R. MARTIN VOM CEA SACLAY wird bei der Filmvorführung die notwendigen Erläuterungen geben. Zum Schluß der Nachmittagssitzung gegen 17.50 Uhr ist Gelegenheit gegeben, an einer weiteren Filmvorführung teilzunehmen. Es werden zwei Filme gezeigt, die das Modellbehälterprogramm der Firma KRUPP und der ENEL illustrieren.



COMPORTAMENTO DEL CALCESTRUZZO IN PRESENZA  
DI SOLLECITAZIONI TERMICHE E DI RADIAZIONI

E. CRISPINO

SNAM PROGETTI - Milano





## INTRODUZIONE.

Nel quadro del contratto EURATOM/SNAM PROGETTI N. 010-62-11 ECII è stata svolta un'ampia ricerca di base con l'obiettivo di mettere a punto un conglomerato cementizio, confezionato con costituenti (cemento e inerte) di normale impiego nella pratica costruttiva, suscettibile di essere utilizzato ad alta temperatura come materiale strutturale nei contenitori dei reattori nucleari.

In tale studio sono stati presi in considerazione diversi tipi di cementi e di inerti e si è proceduto innanzitutto ad una ottimizzazione nei confronti della resistenza meccanica di alcuni parametri caratteristici dei conglomerati, quali: dosaggio cemento, rapporto acqua cemento (A/C) e granulometria dell'inerte.

Tutti i calcestruzzi esaminati sono stati sottoposti ad un trattamento termico standard che prevede n cicli termici fra la temperatura ambiente e quella massima (300-500°C) stabilita. Con tale trattamento si è inteso riprodurre nel conglomerato, con un certo fattore di amplificazione, le condizioni più gravose di esercizio che si possono in pratica realizzare nelle strutture dei contenitori.

Il comportamento dei calcestruzzi nei confronti del ciclo termico attuato è stato seguito attraverso la misura sistematica di diversi parametri, quali: resistenza a compressione e a trazione, modulo di elasticità, modulo di Poisson. La caratterizzazione dei materiali in esame è stata completata con misure di creep, di conducibilità termica e di dilatazione termica.

Il risultato di questa vasta campagna di misure è stato l'indivi-

duazione di un conglomerato cementizio - da noi denominato calcestruzzo standard - particolarmente adatto per l'impiego come materiale strutturale fino ad una temperatura di 300°C. Tale indagine ha nel contempo consentito di evidenziare i principali fattori responsabili del decadimento delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi per effetto dei trattamenti termici.

La ricerca è stata quindi indirizzata verso l'obiettivo di individuare le soluzioni possibili per ridurre al minimo l'effetto di decadimento sopra ricordato e rendere così possibili temperature di impiego più elevate per i calcestruzzi.

Il risultato di questa indagine è stato la messa a punto di un particolare conglomerato cementizio - da noi denominato B.H.T. - nel quale è stato possibile ridurre notevolmente l'effetto di uno dei principali fattori da noi ritenuto responsabile del cattivo comportamento del calcestruzzo ai cicli termici. Il calcestruzzo B.H.T. è risultato idoneo ad essere utilizzato come materiale strutturale fino alla temperatura massima di 500°C.

E' stato dato inizio nell'aprile 1967 al programma di irraggiamento di malte rappresentative dei calcestruzzi in esame nel reattore G.Galilei di Pisa.

Provini prismatici 4x4x16 cm di malta standard e B.H.T. sono stati inseriti in due dispositivi e hanno finora totalizzato un flusso termico totale compreso tra  $9 \times 10^{19}$  e  $10^{19}$  n/cm<sup>2</sup>, a seconda della posizione dei provini.

Un'analoga serie di provini viene tenuta fuori pila nelle stesse condizioni di temperatura e di umidità per poter effettuare un confronto tra i relativi risultati.

L'ultimazione dell'irraggiamento è previsto per la fine del corrente anno.

#### PROGRAMMA TERMICO.

Una prima fase del programma termico prevedeva trattamenti termici fino a 200°C ed è stata dedicata allo studio preliminare dell'influenza sulle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di alcuni inerti di normale impiego - alluvionale e calcareo - e della relativa granulometria, come pure dei diversi cementi disponibili in commercio, quali : Portland, Alto Forno, Pozzolánico e Fuso Alluminoso. In questa fase è stata anche tentata una ottimizzazione di alcuni parametri caratteristici dei conglomerati cementizi, quali: dosaggio cemento, esplorato nel range 300-400 kg/m<sup>3</sup>, e rapporto acqua cemento, esaminato da 0,4 a 0,6.

I trattamenti termici attuati consistono essenzialmente in una fase di essiccamento in forno, in genere della durata di 28 giorni, cui vengono sottoposti i provini, tre per ogni prova, preventivamente stagionati in acqua per 28 o 56 giorni, ed in una fase di raffreddamento in aria secca o umida prima della misura di resistenza, a seconda che si voglia impedire il riassorbimento anche parziale dell'umidità eliminata nell'essiccamento oppure si intenda immergere successivamente i provini in acqua, sino al completo reintegro dell'acqua eliminata.

Per ogni prova su calcestruzzo è stata eseguita una prova uguale su provini 7 cm x 7 cm x 7 cm di malta plastica (confezionati con uguale cemento), il tipo di malta che molto più della malta "normale" battuta si avvicina, per composizione, assortimento granulometrico, plasticità, alla pasta cementizia che lega l'inerte del calcestruzzo. Lo scopo di queste prove è di stabilire una correlazione, per quanto riguarda la resistenza a compressione, tra la serie di calcestruzzi di un cemento (confezionati con vari dosaggi e rapporti A/C) e la malta plastica (ad unico dosaggio e rapporto A/C) dello stesso cemento di cui è stato previsto l'impiego nel programma di irraggiamento.

Nella fase successiva del programma termico, ristretta l'indagine a pochi tipi di calcestruzzo, è stata portata a 300°C e a 400°C la temperatura massima del trattamento ed è stato aumentato il numero dei cicli termici fino a tre.

Il comportamento dei calcestruzzi è stato seguito con misure sistematiche di densità, resistenza a compressione, modulo di elasticità dinamico e statico, modulo di Poisson, resistenza a trazione. Queste misure hanno consentito l'individuazione del calcestruzzo le cui caratteristiche meccaniche subiscono il decadimento minore per effetto del trattamento termico attuato. Tale calcestruzzo, che è stato da noi denominato "standard", risulta così costituito: cemento Portland 730, dosaggio 400 kg/m<sup>3</sup>, rapporto acqua cemento 0,4, inerte calcareo. Le misure hanno peraltro permesso di definire la temperatura massima di possibile impiego del calcestruzzo standard, che è risultata di 300°C.

Per una completa caratterizzazione del calcestruzzo standard e per individuarne i reali limiti di resistenza ai cicli termici ripetuti, tale

calcestruzzo è stato sottoposto ad un trattamento termico con temperatura massima di 300°C che prevede 6 cicli completi.

Su provini di tale calcestruzzo sono state inoltre eseguite misure del coefficiente di dilatazione termica, del coefficiente di conducibilità termica, nell'intervallo di temperatura di possibile impiego; come pure misure di scorrimento viscoso sotto carico (creep) a temperatura ambiente e ad alta temperatura.

I principali risultati di tali misure e le caratteristiche essenziali degli strumenti impiegati vengono esposti nei paragrafi seguenti.

A questo punto la ricerca si è proposta l'obiettivo di individuare i principali fattori responsabili del decadimento delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sottoposto a trattamenti termici ciclici. I due costituenti base del calcestruzzo standard - legante e inerte - sono stati individualmente sottoposti al trattamento termico di riferimento. La malta ha fatto registrare una diminuzione della resistenza a compressione nettamente inferiore a quella riscontrata nel calcestruzzo standard; nell'inerte (pietra calcarea), d'altra parte, non si è prodotto apprezzabile diminuzione di resistenza.

Questi risultati hanno permesso di localizzare all'interfaccia tra inerte e legante la causa del decadimento delle caratteristiche meccaniche del conglomerato. E' stata pertanto avanzata l'ipotesi che uno dei principali fattori responsabili della diminuzione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sottoposto a trattamenti termici ciclici sia rappresentato dalla formazione di microfessure tra i costituenti del conglomerato, provocata in massima parte dai diversi co

efficienti di dilatazione dell'inerte e della malta.

Per convalidare questa ipotesi è stata svolta una vasta campagna di misure dei coefficienti di dilatazione individuali del calcare e della malta, arrivando alla conclusione che i coefficienti di dilatazione dei due costituenti del calcestruzzo standard sono diversi e tale differenza viene esaltata da un aumento della temperatura.

Si è tentato quindi di costruire un conglomerato sostituendo al criterio di scelta dei costituenti basato sulla considerazione delle proprietà meccaniche individuali della malta o dell'inerte un criterio tendente a massimizzare le caratteristiche globali del complesso malta-aggregato nelle condizioni di impiego. Questa filosofia ha implicato spesso l'accantonamento di inerti con buone caratteristiche di resistenza meccanica a vantaggio di altri con caratteristiche meno buone, ma più compatibili con quelle della malta impiegata ai fini del comportamento ai cicli termici ripetuti.

Con tale impostazione si è pervenuti all'individuazione di un calcestruzzo confezionato con cemento Portland 730 e con inerte di natura baritica (da noi denominato B.H.T.) che presenta ad alta temperatura (fino a 500°C) proprietà migliori del calcestruzzo standard (Portland 730 e inerte calcareo).

Le proprietà del calcestruzzo B.H.T. vengono riportate a confronto con quelle del calcestruzzo standard nei paragrafi che seguono, per meglio evidenziare le differenze di comportamento riscontrate.

### Resistenza a compressione.

Le variazioni della resistenza a compressione del calcestruzzo standard e del calcestruzzo B.H.T. in funzione del trattamento termico di riferimento - che prevede sei cicli termici completi con temperatura massima di 300°C e di 350°C per il calcestruzzo standard e di 500°C per il calcestruzzo B.H.T. - sono sinteticamente espresse nei grafici di fig. 1. Ci sembra degno di rilievo il fatto che la perdita di resistenza del calcestruzzo B.H.T. dopo 4 cicli con temperatura massima di 500°C non è superiore a quella del calcestruzzo standard dopo lo stesso numero di cicli con temperatura massima di 300°C. Il confronto del B.H.T. con il calcestruzzo standard trattato a 350°C è ancora più eloquente nel senso sopra precisato.

### Modulo E.

Le misure del modulo di elasticità E nelle diverse fasi del trattamento termico sono state eseguite con un metodo dinamico basato sulla rilevazione della velocità di propagazione di ultrasuoni nel mezzo.

A titolo di controllo tale grandezza è stata anche misurata con un metodo statico basato sulla determinazione - mediante estensimetri meccanici - della deformazione del provino sotto un carico noto applicato in regime elastico.

I risultati ottenuti hanno mostrato che il modulo di elasticità, a differenza della resistenza a compressione, dipende essenzialmente dalla temperatura massima realizzata nel ciclo e solo marginalmente dal numero dei cicli attuati. Per dare un ordine di grandezza precisiamo che il calcestruzzo standard dopo sei cicli a 300°C fa regi

strare una diminuzione del modulo di elasticità statico dell'ordine del 75% rispetto a quello di uguali provini stagionati in acqua, che non risulta molto diversa dalla variazione misurata al termine del primo ciclo.

Il modulo di elasticità statico è di regola inferiore al modulo di elasticità dinamico. Allo scopo di individuare le cause della differenza sistematica riscontrata tra queste due grandezze sono state eseguite misure del modulo di elasticità dinamico sotto carico. Si è arrivati alla conclusione che la condizione di carico non spiega la differenza sistematica riscontrata fra il modulo E dinamico ed il modulo E statico, che è piuttosto da ascrivere al meccanismo di propagazione degli ultrasuoni nel mezzo.

#### Modulo di Poisson.

Le misure del modulo di Poisson eseguite con il sistema estensimetrico hanno messo in evidenza che a 110°C tutti i tipi di calcestruzzo mostrano una tendenza alla diminuzione di  $\mu$ ; per temperature superiori si nota invece un aumento che diventa molto forte alle massime temperature (300-400-500°C). Il forte aumento che si riscontra alle alte temperature è, a nostro avviso, da attribuire alle fessure che si creano nella struttura in seguito ai trattamenti termici.

#### Resistenza a trazione.

La resistenza a trazione dei calcestruzzi è stata determinata con il cosiddetto metodo brasiliano che prevede un provino cilindrico di calcestruzzo caricato in direzione radiale e portato a rottura.



La resistenza a trazione del materiale è espressa da :

$$\sigma_t = \frac{T}{\pi d l}$$

dove :

- $\sigma_t$  = resistenza a trazione, kg/cm<sup>2</sup>
- T = carico di rottura, kg
- d = diametro del provino cilindrico, cm
- l = lunghezza del provino cilindrico, cm

In realtà è stata leggermente modificata la metodologia classica, nel senso che sono stati impiegati provini di calcestruzzo di forma cubica sollecitati a compressione tra due rulli. Prove comparative hanno dimostrato l'equivalenza delle due metodologie.

I risultati ottenuti hanno messo in evidenza l'influenza dei trattamenti termici sulla resistenza a trazione dei calcestruzzi. Nel caso del calcestruzzo standard è stata infatti misurata una perdita di resistenza dell'80% dopo sei cicli termici con temperatura massima di 300°C.

#### Coefficiente di dilatazione termica.

Le misure del coefficiente di dilatazione termica dei calcestruzzi sono state eseguite con un'apparecchiatura di nostra progettazione.

Nell'esecuzione di tali misure sono state seguite modalità particolari per tentare di evidenziare i diversi fenomeni che si produco-

no nella fase di riscaldamento del calcestruzzo, in particolare il ritiro, la dilatazione termica propriamente detta e la deformazione residua, dovuta alla formazione di microfessure nel materiale. E' stato infatti attuato un particolare tipo di ciclo che prevede una prima salita in temperatura fino a 130-150°C ed uno stazionamento prolungato a questa temperatura (di 48 ore) per favorire l'eliminazione dell'acqua libera.

Il successivo raffreddamento a velocità controllata consente la lettura del ritiro in corrispondenza dell'ascissa iniziale. Una seconda salita in temperatura, fino a 340-350°C, permette la determinazione del coefficiente di dilatazione termica vero e proprio (depurato cioè dal ritiro) e la curva di discesa intercetta infine sull'ordinata, in corrispondenza del valore iniziale della temperatura, la deformazione residua.

E' stata inoltre adottata una velocità di salita in temperatura piuttosto bassa (5°C/h nella prima salita, 10°C/h nella seconda) per ridurre al minimo l'influenza di tale parametro nella determinazione delle grandezze in esame.

Nel grafico di fig. 2 sono riportati i risultati ottenuti. Diamo qui di seguito alcuni valori relativi al calcestruzzo standard dedotti da tale grafico:

Calcestruzzo standard

Intervalli di temperatura °C	Coeffic. di dilataz. termica $\mu m^{-1} ^\circ C^{-1}$	Parametri misurati	mm/m
50-150	5,8	Ritiro	0,26
150-250	8,4	Deformazione residua	2,96
250-350	11,4		

Sono state inoltre eseguite misure dei coefficienti di dilatazione individuali degli inerti e delle malte cementizie impiegate nella confezione del calcestruzzo standard e del calcestruzzo B.H.T. con un dilatometro di alta precisione realizzato dai nostri laboratori.

I risultati ottenuti sono graficamente illustrati nei diagrammi di figg. 3 e 4 in termini di dilatazioni.

La nostra ipotesi di lavoro, a suo tempo avanzata, che uno dei principali fattori responsabili della diminuzione di resistenza a compressione dei calcestruzzi per effetto dei trattamenti termici è la formazione di microfessure tra malta e inerte dovuta ai diversi coefficienti di dilatazione dei due costituenti, appare sufficientemente provata. Sotto questo profilo va messo in evidenza che l'anisotropia dell'inerte calcareo, che fa registrare infatti coefficienti di dilatazione diversi in tre direzioni ortogonali, finisce quindi per giuocare un ruolo importante nel comportamento del calcestruzzo ai cicli termici.

#### Creep.

Sono state eseguite misure di creep a temperatura ambiente su provini di calcestruzzo standard e di calcestruzzo B.H.T.

I risultati ottenuti sono riportati a confronto nei grafici di figg. 5, 6 e 7 e si riferiscono alle tre condizioni di carico previste (0,2 $\sigma$ , 0,4 $\sigma$  e 0,6 $\sigma$ , con  $\sigma$  uguale al carico di rottura convenzionale assunto pari a 450 kg/cm<sup>2</sup>).

Sono state pure eseguite misure di creep a temperatura di 150°C e di 300°C su provini di calcestruzzo standard e a 450°C su provini di calcestruzzo B.H.T. nelle tre condizioni di carico sopra richiamate.

Le figg. 8, 9 e 10 riproducono i risultati ottenuti.

Nella tabella seguente sono numericamente espresse le velocità di scorrimento viscoso, dedotte dai tratti a pendenza costante delle curve di figg. 8, 9 e 10. E' il caso di rilevare che la velocità di creep del calcestruzzo B.H.T. a 450°C nelle condizioni più gravose di carico risulta abbastanza bassa, inferiore all'1% in 30.000 ore.

#### Coefficiente di conducibilità termica.

E' stata eseguita una serie completa di misure del coefficiente di conducibilità termica su provini di calcestruzzo standard fino alla temperatura media di 220°C.

Tali misure sono state eseguite per valori crescenti e decrescenti della temperatura, cercando di realizzare le migliori condizioni di stabilizzazione termica.

In fig. 11 sono riportate in grafico le due serie di valori ottenuti, rispettivamente per temperature crescenti e decrescenti.

Si rileva che i valori del coefficiente di conducibilità termica misurati per temperature crescenti sono in generale maggiori di quelli ottenuti per temperature decrescenti. Questo fenomeno è essenzialmente determinato dalla presenza dell'acqua nel materiale nella fase di riscaldamento.

Esaminando la curva superiore, si nota un tratto ascendente fino alla temperatura di circa 87°C che corrisponde alla conducibilità del calcestruzzo contenente una certa quantità di acqua libera. In questa fase la quantità di calore trasportata per diffusione del vapore aumenta con la temperatura ed è di gran lunga

Velocità di scorrimento di calcestruzzi standard e B.H.T. ad alta temperatura

Velocità di scorrimento $\mu$ /m/giorno	MACCHINA N. 1 Sollecitaz. 90 kg/cm <sup>2</sup>			MACCHINA N. 2 Sollecitaz. 180 kg/cm <sup>2</sup>			MACCHINA N. 3 Sollecitaz. 270 kg/cm <sup>2</sup>		
	standard		BHT	standard		BHT	standard		BHT
	150°C	300°C	450°C	150°C	300°C	450°C	150°C	300°C	450°C
	0,94	1,48	2,38	1,96	3,30	3,75	2,40	4,10	8,0

superiore a quella trasportata dall'acqua per semplice conduzione. Al di sopra di questa temperatura la conducibilità del calcestruzzo diminuisce per effetto dell'eliminazione dell'acqua libera.

Sono attualmente in corso misure dello stesso tipo su provini di calcestruzzo B.H.T.

#### PROGRAMMA DI IRRAGGIAMENTO.

Le prove di irraggiamento hanno lo scopo di rilevare eventuali peggioramenti delle proprietà del calcestruzzo per effetto dell'irraggiamento e l'entità di tale danneggiamento.

Sono stati realizzati due dispositivi di irraggiamento nei quali sono stati sistemati provini di malta cementizia dei due tipi in esame, standard e B.H.T.. La disposizione di tali provini è riportata in fig. 12.

Tutti i provini, prima dell'introduzione nei "rigs", sono stati sottoposti ad un trattamento in forno a 150°C allo scopo di provocare la fuoriuscita della maggior parte dell'acqua contenuta e di evitare così la liberazione di massicce quantità di acqua nei dispositivi di irraggiamento. E' stata inoltre prevista un'adeguata strumentazione per la regolazione delle temperature e per la sicurezza relativa.

E' stato inoltre realizzato un dispositivo storia termica con strumentazione per la regolazione delle temperature e per le sicurezze

in cui i provini di malta vengono tenuti nelle stesse condizioni di temperatura e di umidità di quelli sottoposti ad irraggiamento.

Il reattore in cui si svolge l'irraggiamento è il reattore a piscina G. Galilei - RT S1 del CAMEN, situato in S. Piero a Grado (Pisa). Durante l'irraggiamento il reattore funziona normalmente alla potenza di 5 MW.

I dispositivi di irraggiamento sono collocati sulla griglia portaelmenti del reattore come mostrato in fig. 13. La tabella seguente riporta i dati principali concernenti l'irraggiamento:

Condizioni di irraggiamento

Dispositivo N°	Posizione nel core del reattore	Flusso neutronico termico massimo (n.cm <sup>-2</sup> sec. <sup>-1</sup> )		Flusso neutronico veloce massimo (n.cm <sup>-2</sup> sec. <sup>-1</sup> )	
		imperturbato	perturbato	imperturbato	perturbato
1	G5,H5, G6,H6	5.10 <sup>13</sup>	2,5.10 <sup>13</sup>	5.10 <sup>12</sup>	2,5.10 <sup>12</sup>
2	G8,H8, G9,H9	10 <sup>13</sup>	5.10 <sup>12</sup>	10 <sup>12</sup>	5.10 <sup>11</sup>

Il dispositivo di irraggiamento consta essenzialmente di due parti: la parte attiva che comprende l'involucro a tenuta e il forno contenente i campioni di malte cementizie, e il tubo portacavi. Il dispositivo è illustrato nel dis. 0217/1.

Il dispositivo storia termica consiste invece di due forni con

annessa regolazione di temperatura, contenenti provini identici a quelli sottoposti all'irraggiamento. Mediante semplici operazioni, si farà in modo di riprodurre nel dispositivo storia termica, il più fedelmente possibile, le fluttuazioni di temperatura del dispositivo di irraggiamento segnalate dal registratore.

L'esperienza di irraggiamento ha avuto inizio in data 3 aprile 67 ed è proseguita senza particolari inconvenienti fino al 21 luglio 1967, data alla quale il reattore è stato arrestato per procedere alle manutenzioni periodiche.

L'irraggiamento è stato ripreso in settembre e si prevede il suo completamento per la fine di novembre. Le condizioni di irraggiamento dei singoli provini sono esposte nella tabella seguente.

Sui provini di malta sono previste le seguenti misure di caratterizzazione :

- misure dimensionali,
- densità,
- resistenza alla flessione,
- resistenza alla compressione,
- conducibilità termica,
- dilatazione termica.



Situazione dell'irraggiamento dei provini di malte cementizie in data  
21 luglio 1967

Livello provini	Provino N°	Temperatura me= dia del provino °C	Flusso neutronico integrato (n.cm <sup>-2</sup> )	
			termico	veloce
<u>DISPOSITIVO N. 1</u>				
Livello superiore	1,7,66,67,68,69	230	4,5.10 <sup>19</sup>	4,5.10 <sup>18</sup>
Livello medio	74, 75, 76, 77	350	9.10 <sup>19</sup>	9.10 <sup>18</sup>
Livello inferiore	70, 71, 72, 73	150	4,5.10 <sup>19</sup>	4,5.10 <sup>18</sup>
<u>DISPOSITIVO N. 2</u>				
Livello superiore	84, 85, 86, 87	130	0,9.10 <sup>19</sup>	0,9.10 <sup>18</sup>
Livello medio	82,83,146,147	140	1,8.10 <sup>19</sup>	1,8.10 <sup>18</sup>
Livello inferiore	78, 79, 80, 81	125	0,9.10 <sup>19</sup>	0,9.10 <sup>18</sup>

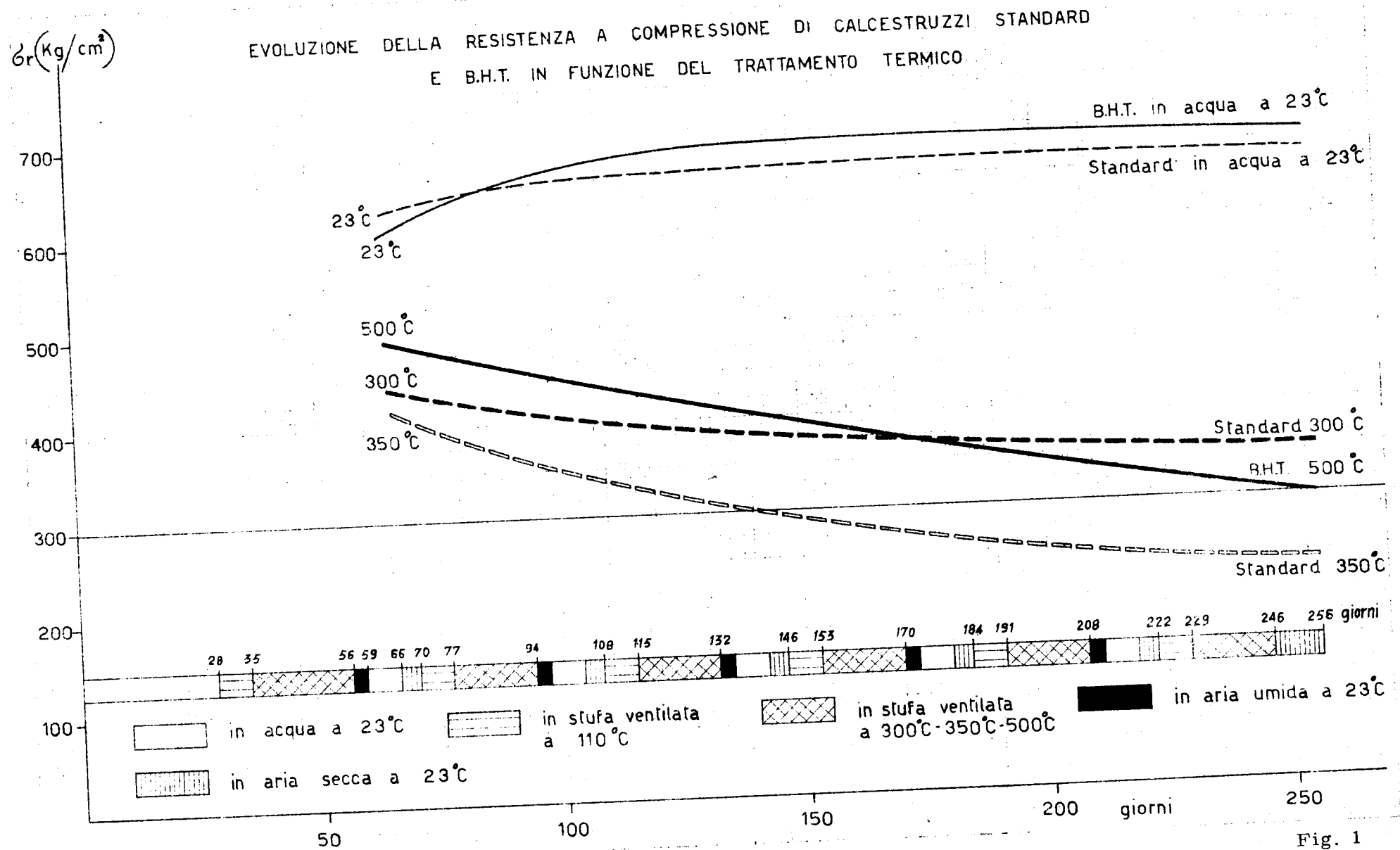


Fig. 1

DILATAZIONE DI PROVINI DI CALCESTRUZZO STANDARD

$\frac{\Delta l}{l} \frac{\text{mm}}{\text{m}}$

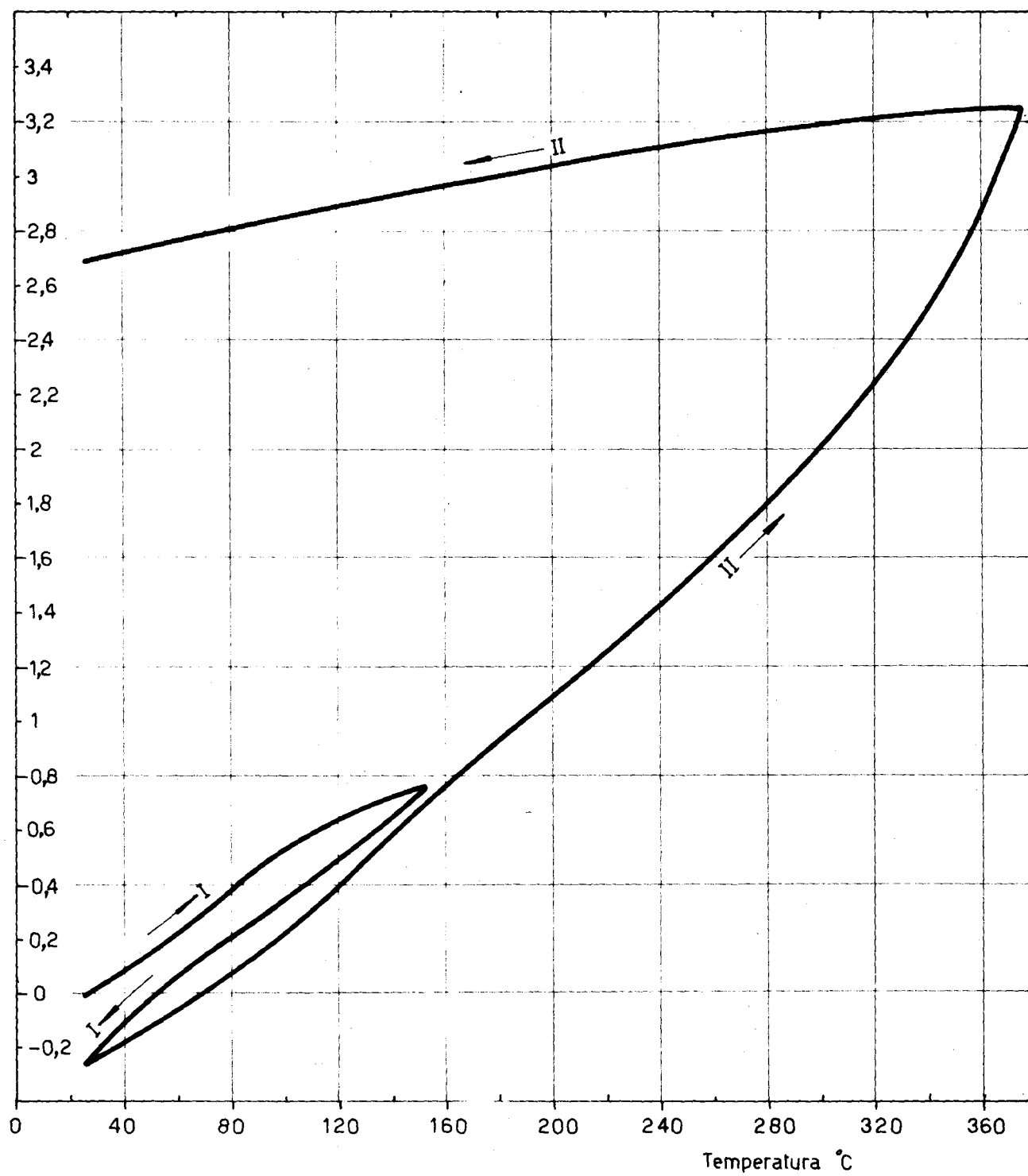


Fig. 2

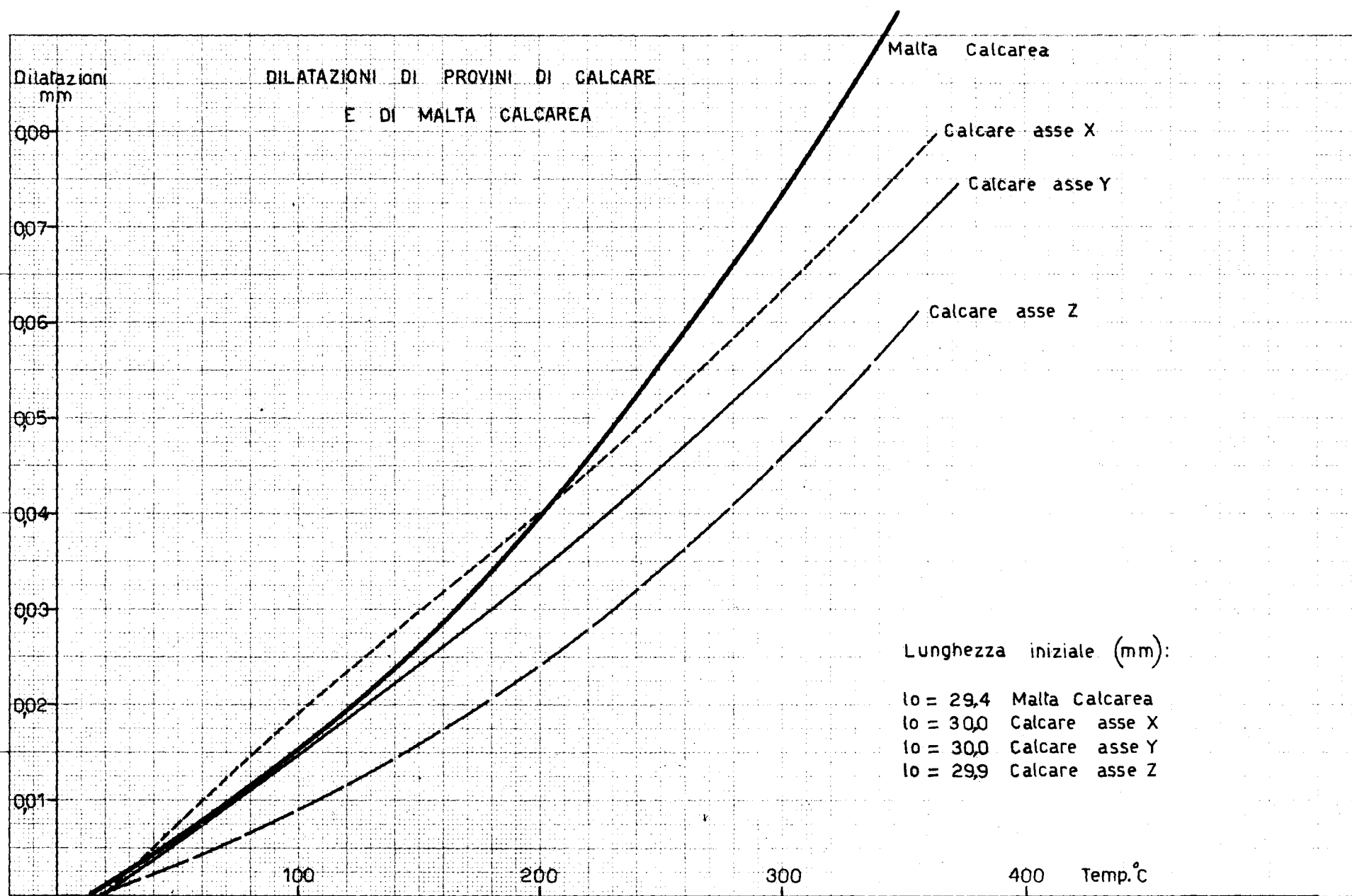


Fig. 3

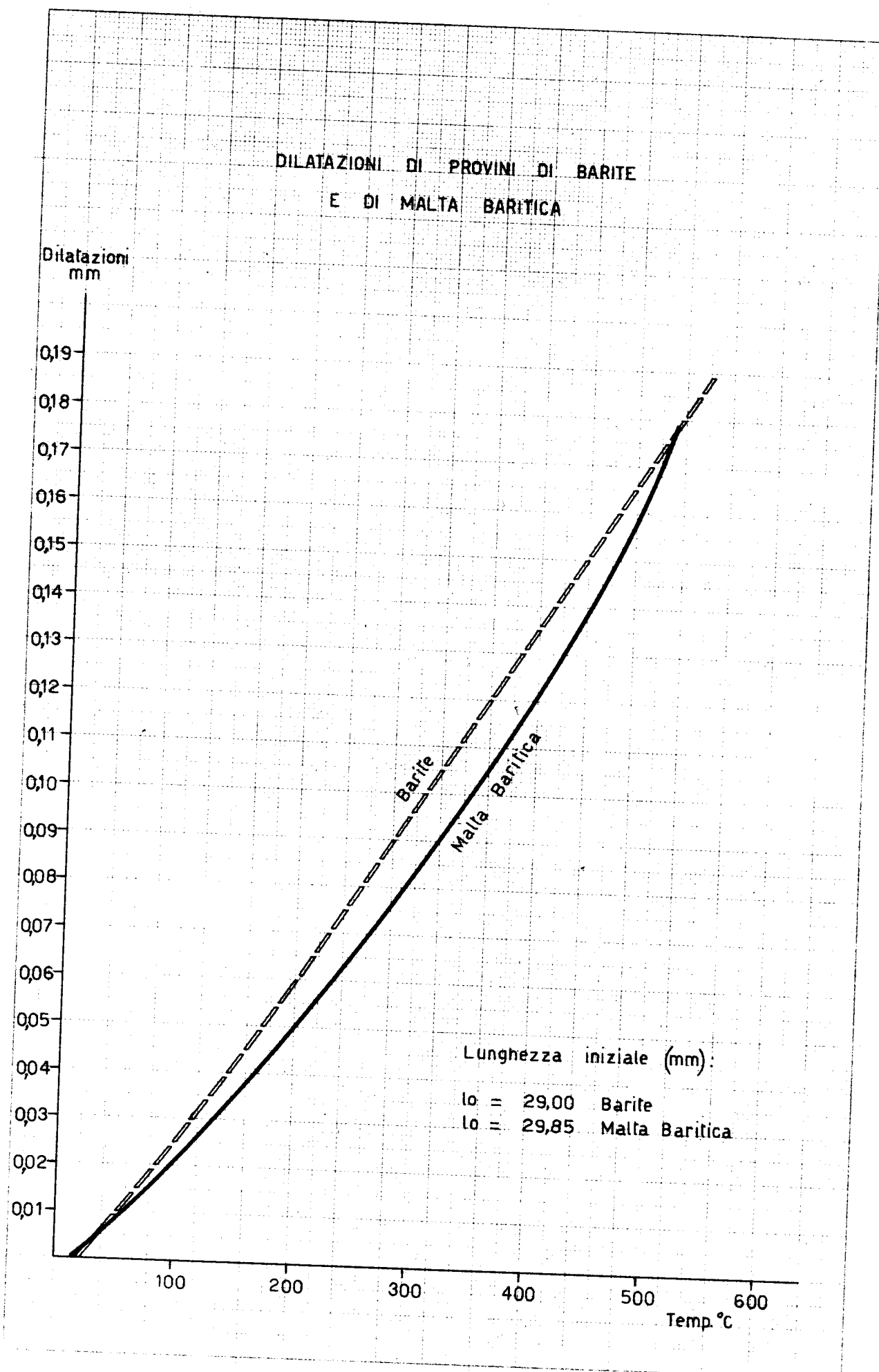


Fig. 4

# MISURE DI CREEP A TEMPERATURA AMBIENTE

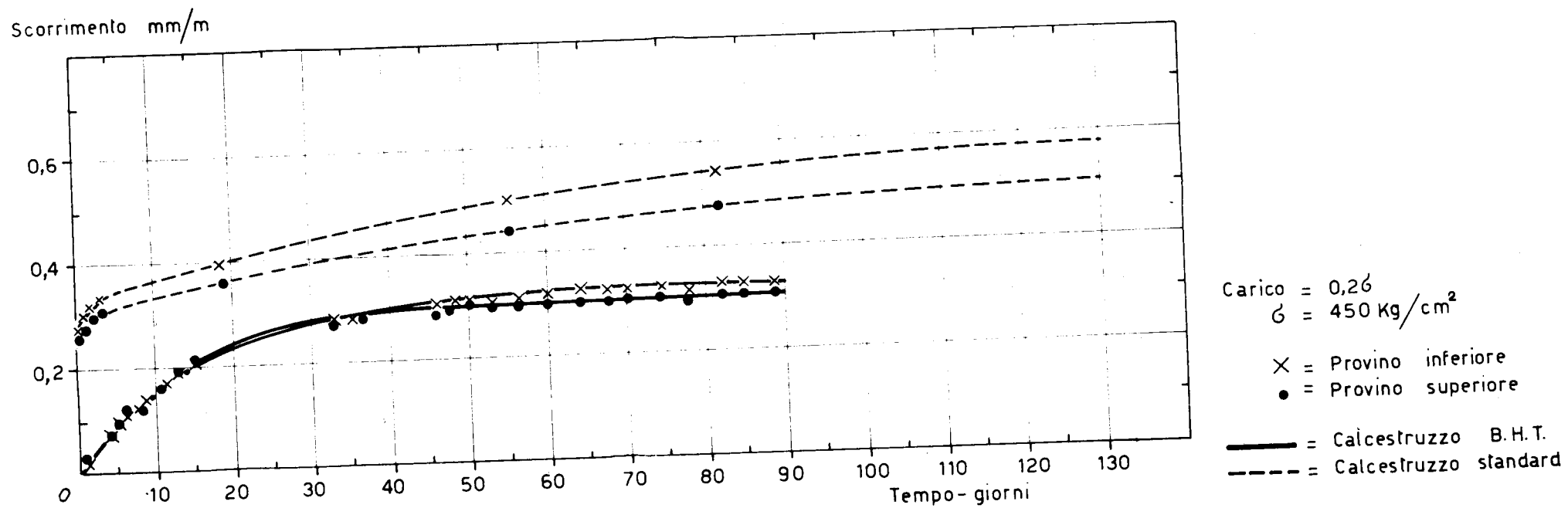
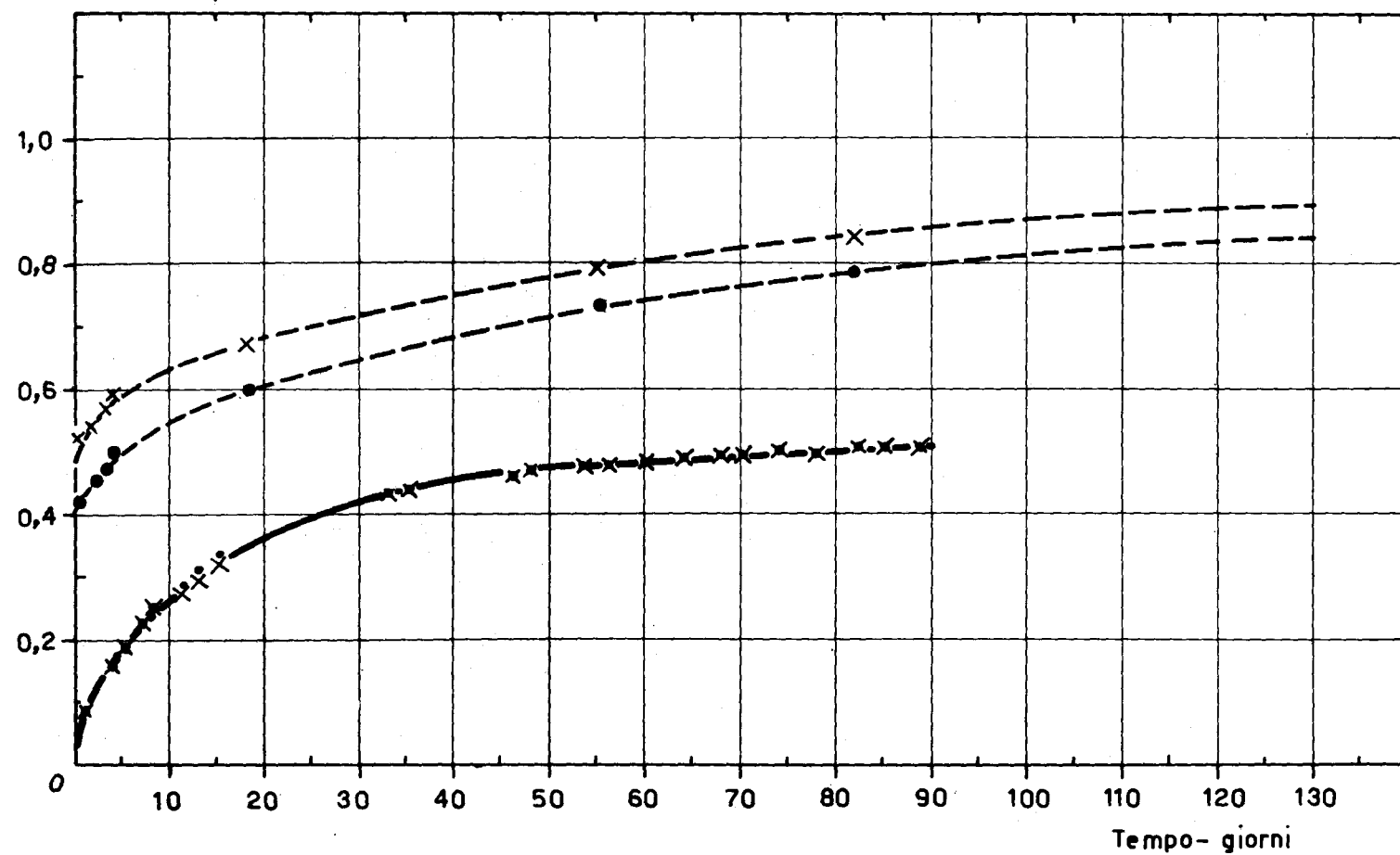


Fig. 5

MISURE DI CREEP A TEMPERATURA AMBIENTE

Scorrimento mm/m



Carico = 0,46  
 $\sigma = 450 \text{ Kg/cm}^2$

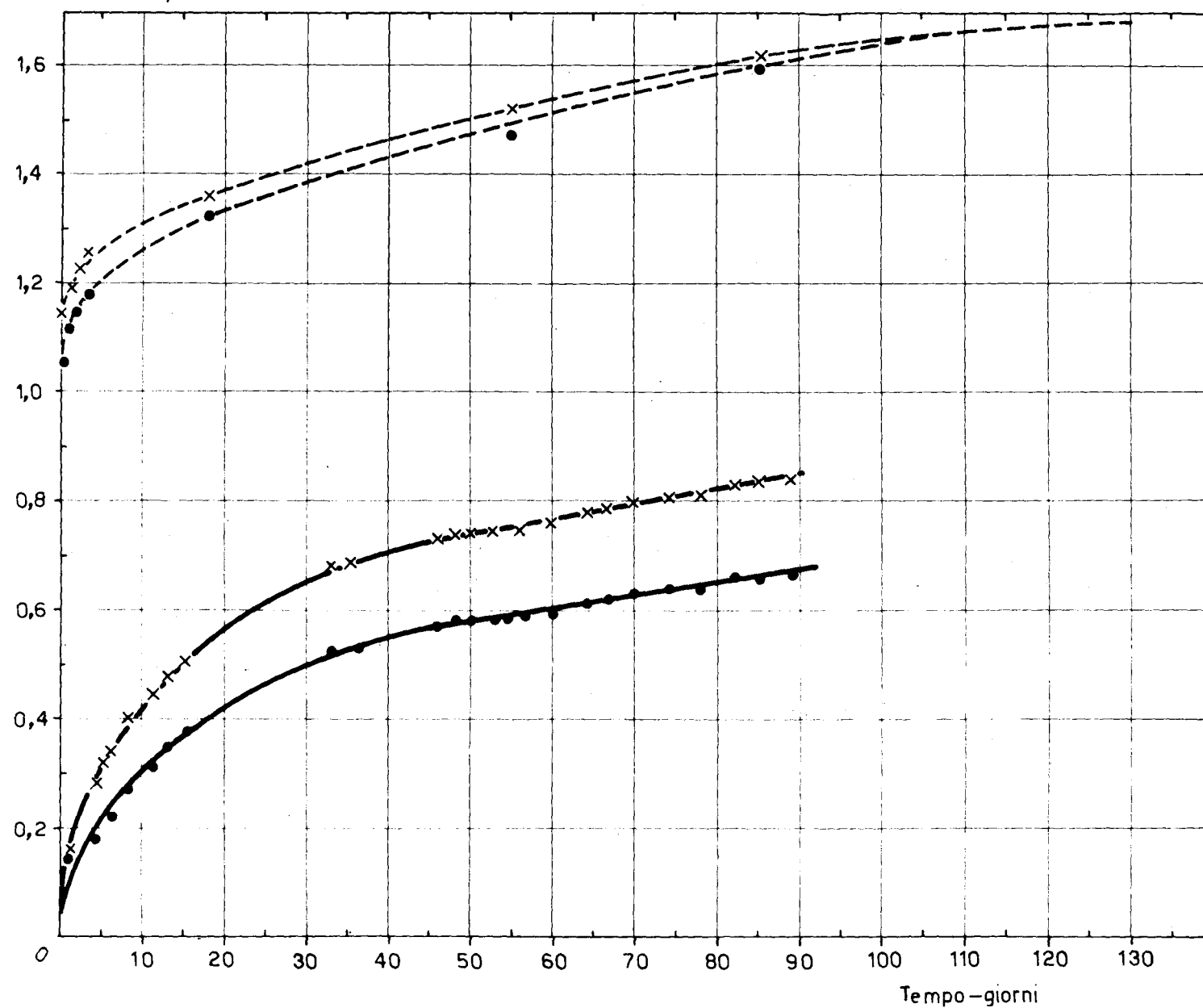
X = Provino inferiore  
 • = Provino superiore

— = Calcestruzzo B.H.T.  
 --- = Calcestruzzo standard

Fig. 6

# MISURE DI CREEP A TEMPERATURA AMBIENTE

Scorrimento mm/m



Carico = 0,66  
 $\sigma = 450 \text{ Kg/cm}^2$

× = Provino inferiore  
 • = Provino superiore

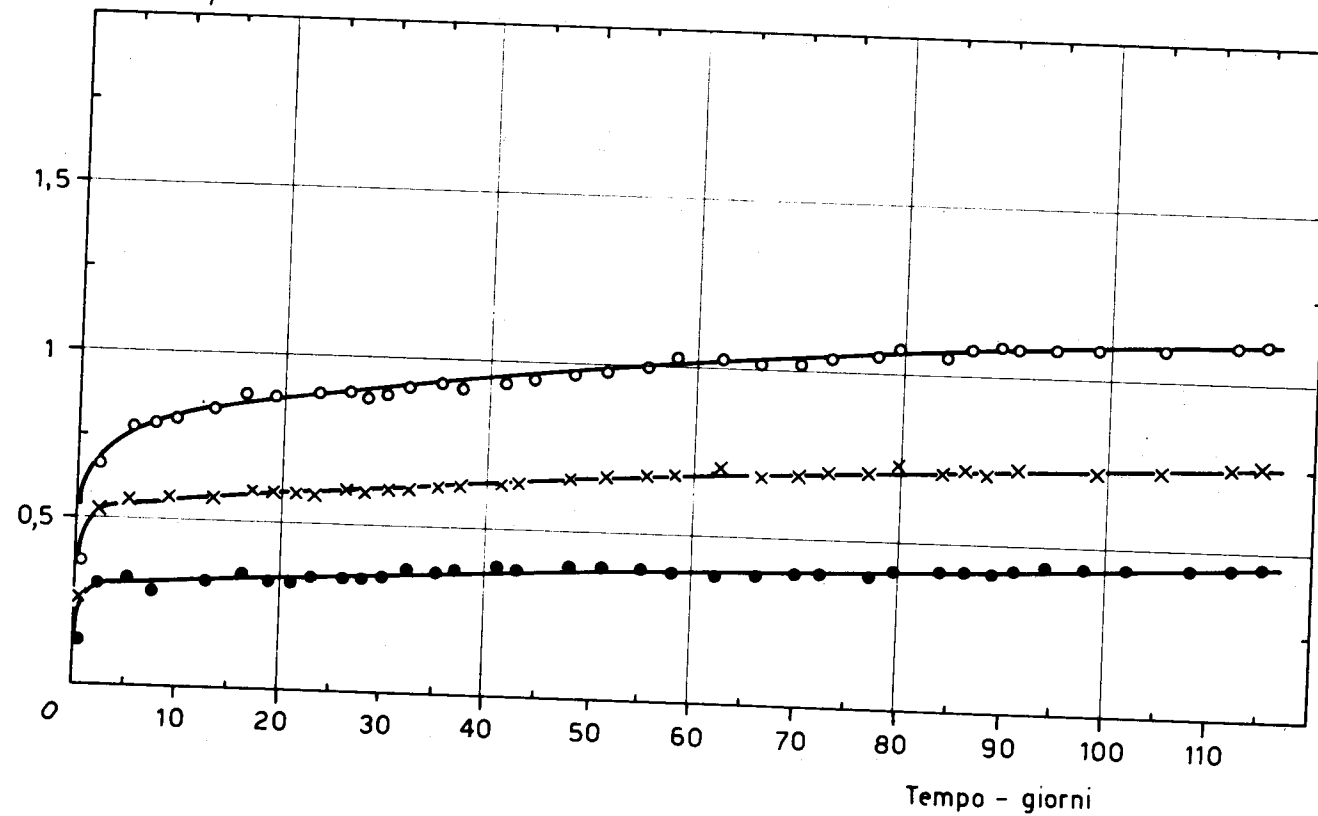
— = Calcestruzzo B.H.T.  
 - - - = Calcestruzzo standard

Fig. 7



# MISURE DI CREEP AD ALTA TEMPERATURA

Scorrimento mm/m



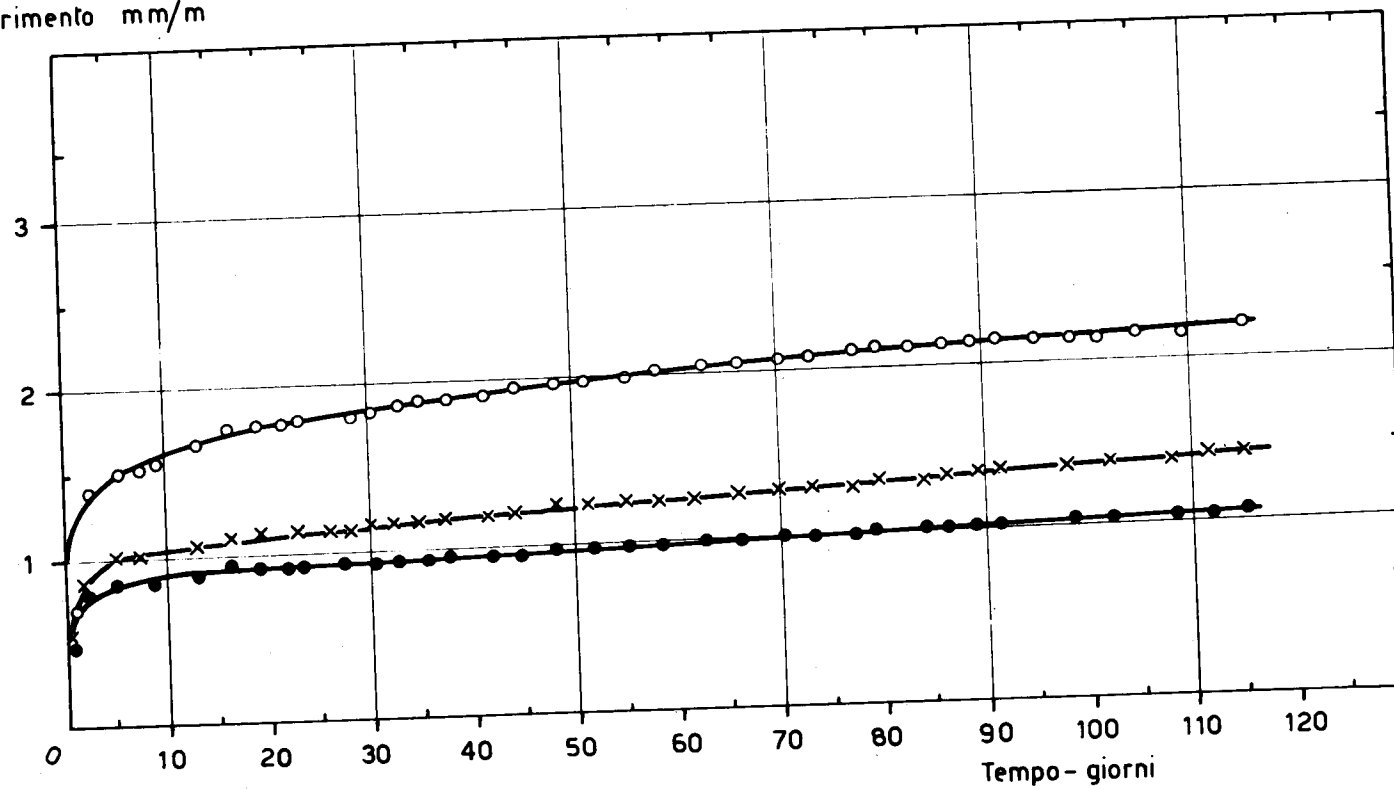
Carico = 0,2  $\delta$   
 $\delta$  = 450 Kg/cm<sup>2</sup>

o = Calcestruzzo B.H.T. a 450°C  
 x = Calcestruzzo standard a 300°C  
 • = Calcestruzzo standard a 150°C

Fig. 8

# MISURE DI CREEP AD ALTA TEMPERATURA

Scorrimento mm/m



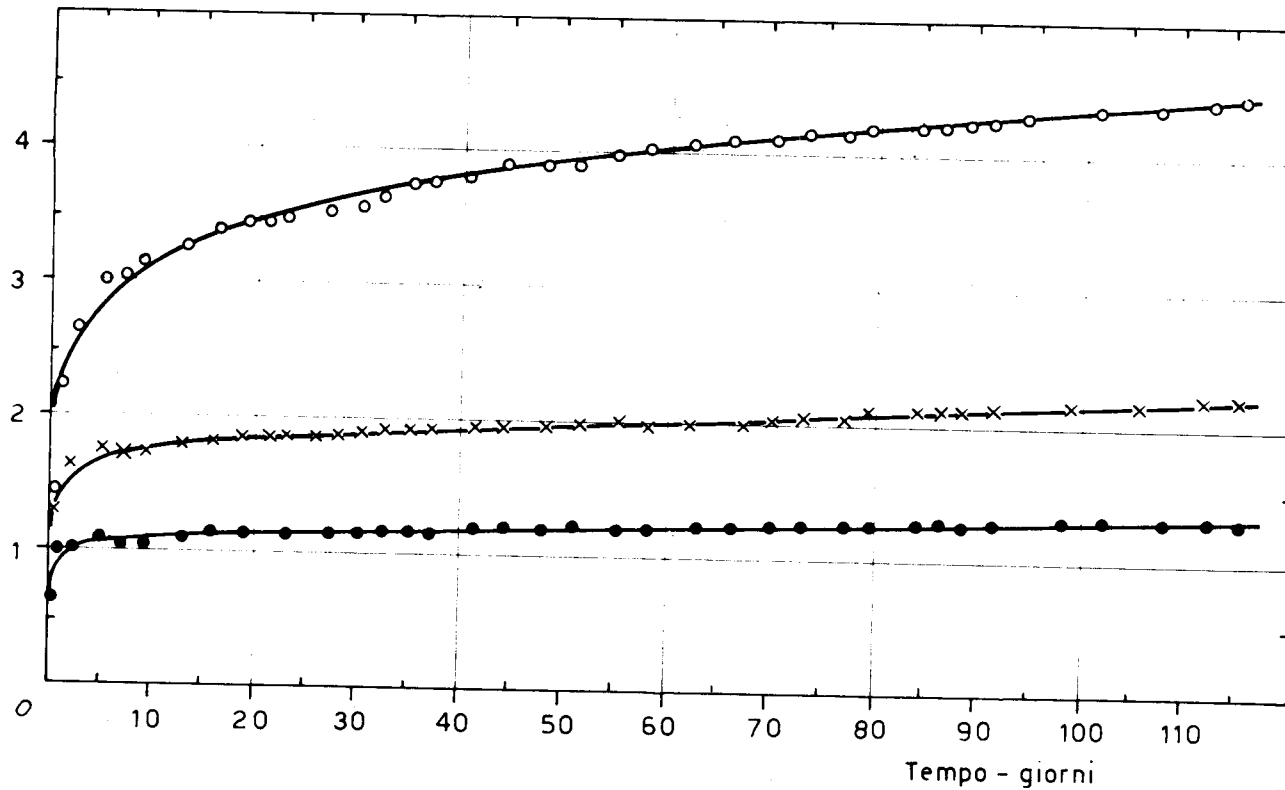
Carico = 0,46  
G = 450 Kg/cm²

o = Calcestruzzo B.H.T. a 450°C  
x = Calcestruzzo standard a 300°C  
● = Calcestruzzo standard a 150°C

Fig. 9

# MISURE DI CREEP AD ALTA TEMPERATURA

Scorrimento mm/m



Carico = 0,6 G  
G = 450 Kg/cm<sup>2</sup>

○ = Calcestruzzo B.H.T. a 450°C  
× = Calcestruzzo standard a 300°C  
● = Calcestruzzo standard a 150°C

Fig. 10

COEFFICIENTE DI CONDUCIBILITÀ TERMICA — TEMPERATURA MEDIA  
CALCESTRUZZO STANDARD

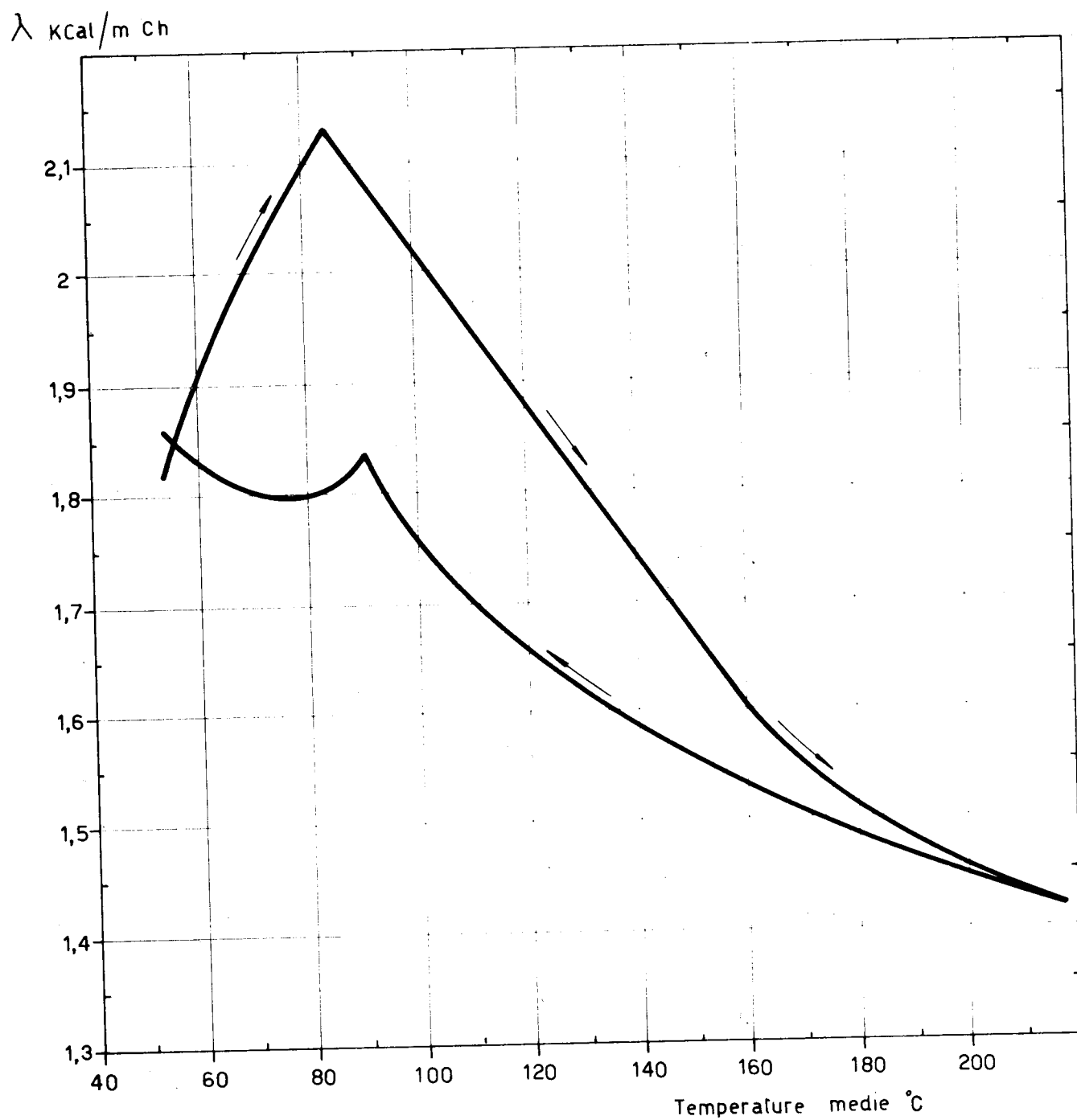
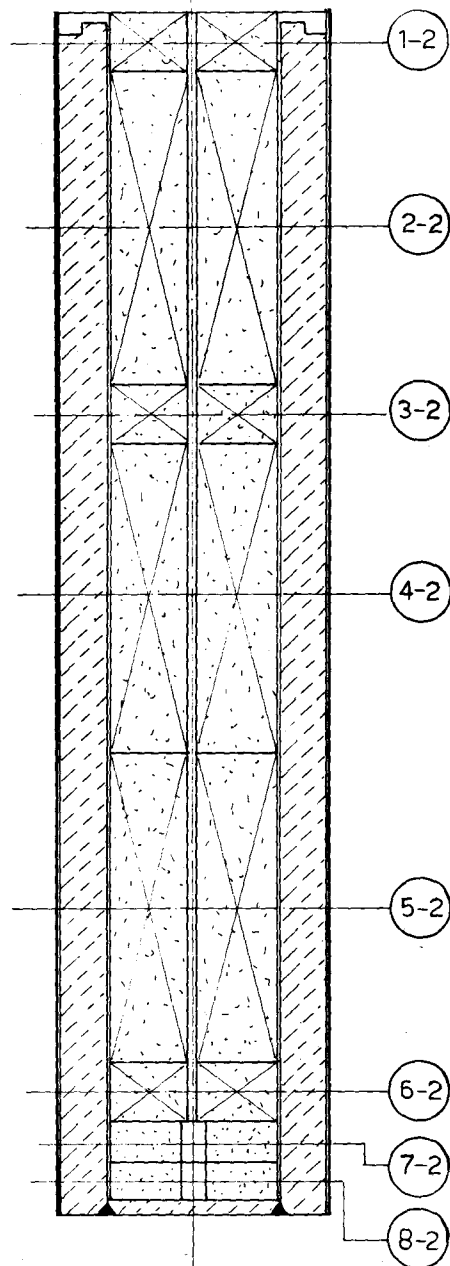
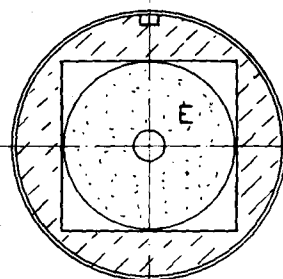
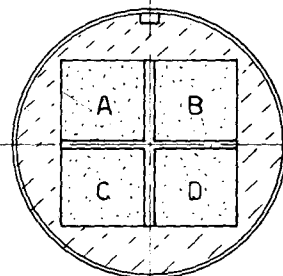
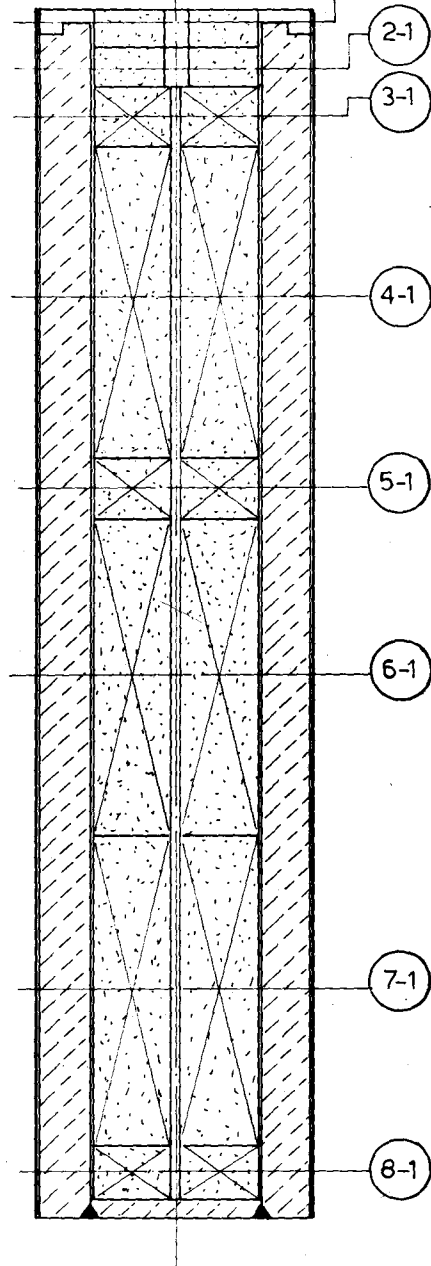


Fig. 11

RIG 2



RIG 1



SEZ.	DISPOSIZIONE PROVINI				
	A	B	C	D	E
1-1					1 *
2-1					7
3-1	35	32	47	36	
4-1	63 *	65 *	68 *	67 *	
5-1	37	33	48	38	
6-1	77	74	76	75	
7-1	73 *	70 *	72 *	71 *	
8-1	39	34	49	40	
1-2	23	20	44	24	
2-2	87	84	86	85	
3-2	25	21	45	26	
4-2	83	146	147	82	
5-2	81	78	80	79	
6-2	27	22	46	28	
7-2					2 *
8-2					8

POS.	PROVINO	CONFEZ.
▲	PORTLAND 730 ITALCEMENTI	ITALCEMENTI
●	" " "	LATINA
*	BARITICO	"
○	PORTLAND 730 ITALCEMENTI	"

0	29-11-66	EMISSIONE			
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISIGN.	CONTR.	APPROV.
<b>SNAM PROGETTI</b> L.R.S.R.			SETTORE NUCLEARE		
<b>RIG D'IRRAGGIAMENTO</b>			<b>Fig. 12</b>		
<b>DISPOSIZIONE PROVINI</b>			COMP.		
INDICE			SCALA		
SOSTITUISCE IL			SOSTITUITO DAL		

LATO RIVELATORI NEUTRONI

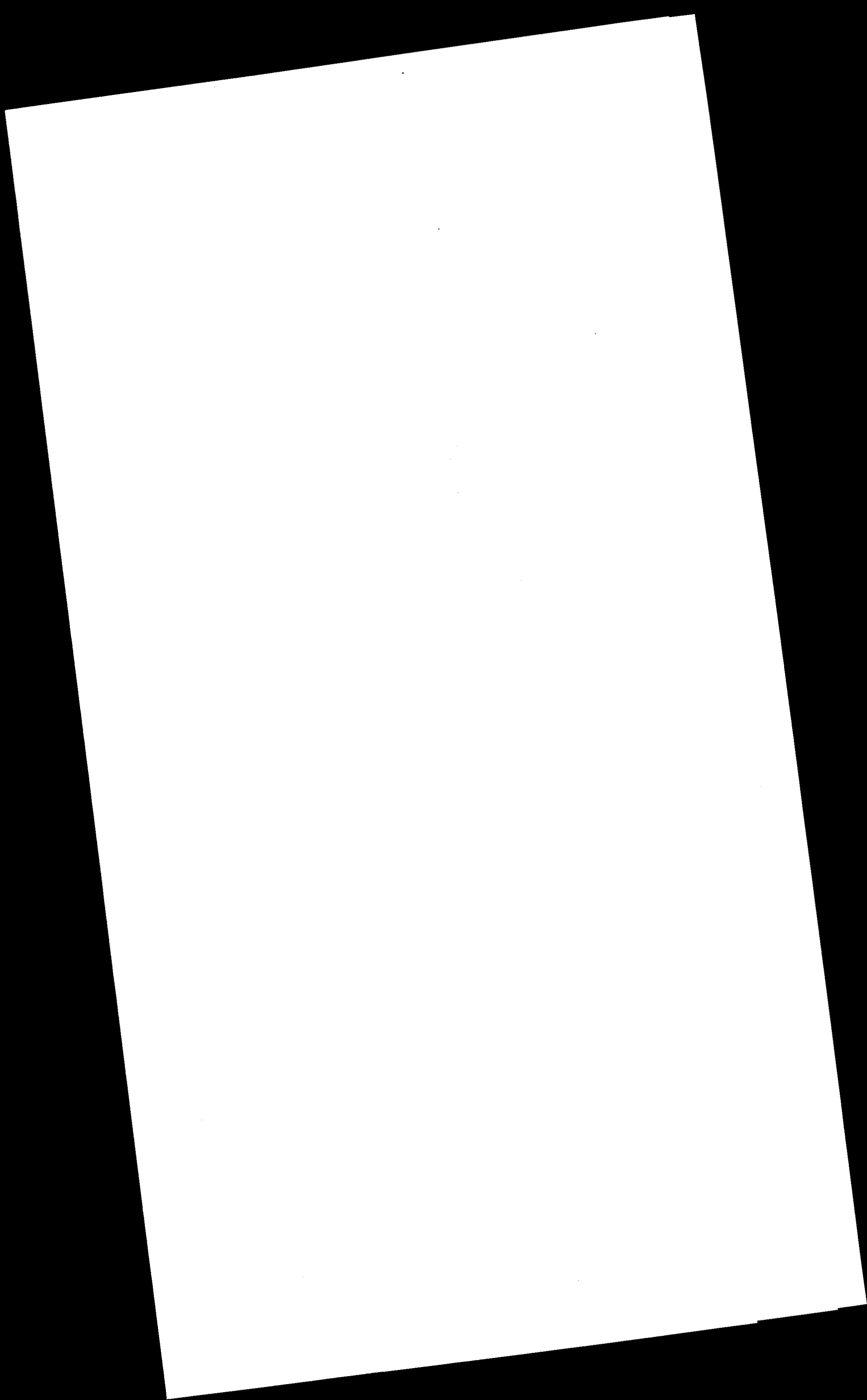
A 10 C.F.	B 10 T	C 10 T	D 10 T	E 10 T	F 10 T	G 10 T	H 10 T
A 9 T	B 9 T	C 9 T	D 9 T	E 9 T	F 9 T	G 9 RC	H 9 RC
A 8 T	B 8 T	C 8 C	D 8 C	E 8 C	F 8 T	G 8 RC	H 8 RC
A 7 G	B 7 C	C 7 C <sub>4</sub>	D 7 C	E 7 C <sub>5</sub>	F 7 C	G 7 T	H 7 T
A 6 RP	B 6 C	C 6 C	D 6 C	E 6 C	F 6 C	G 6 RC	H 6 RC
A 5 G	B 5 C	C 5 C <sub>1</sub>	D 5 C	E 5 C <sub>3</sub>	F 5 C	G 5 RC	H 5 RC
A 4 RP	B 4 C	C 4 C	D 4 C	E 4 C	F 4 C	G 4 G	H 4 T
A 3 G	B 3 C	C 3 C <sub>2</sub>	D 3 C	E 3 R	F 3 C	G 3 RLT	H 3 G
A 2 T	B 2 C	C 2 C	D 2 C	E 2 C	F 2 C	G 2 G	H 2 T
A 1 C.F.	B 1 T	C 1 T	D 1 T	E 1 T	F 1 T	G 1 RPC	H 1 T

GRIGLIA DEL REATTORE RTS-1 SCALA 1:4

C.F = Camera fissione  
 T = tappo  
 R.C. = Reg. calcestruzzi  
 C = combustibile  
 G. = elemento grafite  
 RP = Reg. plutonio  
 Reg = L ternarie  
 RPC = rig prova calcestruzzi

Fig. 13







EFFECT OF HEATING AND RADIATION ON SOME PROPERTIES  
OF MORTAR AND CONCRETE SPECIMENS WITH DIFFERENT  
COMPOSITIONS

C.F. VAN DER SCHAAF  
Verenigde Bedrijven BREDERO N.V., Utrecht

## 1. INTRODUCTION

This investigation is related to the subject described in appendix 2. b. 3. of the Euratom research program :

- "Study concerning the improvement of the properties of concrete, especially with regard to the durability of the concrete at elevated temperatures (from the ambient temperature up to  $400^{\circ}\text{C}$ ) and influenced by irradiation".

Since the properties and the durability of the concrete have to be known at first previous to studying their improvement, in this investigation the properties of different concretes have been determined before and after heating till  $400^{\circ}\text{C}$  and irradiation.

Through the use of data, obtained from such an investigation, it then must be possible to get indications in what direction an improvement of the properties may be found.

The properties that have been investigated before and after heating and irradiation are the flexural strength and the dynamic modulus of elasticity. Before and after the heating tests also the compressive strength and the heat conductivity have been determined. Furthermore some properties of the not heated concrete have been tested, that are important for the selection of the concretes, i.e. the drying shrinkage, the coefficient of expansion and the unit weight.

Because of the simplicity of the test program the properties of the concrete were not determined during the heating tests but only afterwards at room temperature.

## 2. THE INVESTIGATED CONCRETE COMPOSITIONS.

For all the concrete species the same size distribution of aggregates has been used. This size distribution has been chosen in such a way as to be situated graphically just in the middle of the "good area" according to the DIN (German Industrial Standards).

The following ten concrete compositions have been investigated :

Comp. no.	Cement	Content kg/m <sup>3</sup>	W.C.-ratio	Admixture	Aggregate
1	portland	250	0,56	-	barite
2	portland	300	0,50	-	barite
3	portland	300	0,45	retarder	barite
4	portland	300	0,45	plasticizer	barite
5	portland	350	0,45	-	barite
6	blastfurnaceslag	300	0,50	-	barite
7	high alumina	300	0,50	-	barite
8	portland	300	0,50	-	magnetite
9	portland	300	0,45	-	sand, gravel
10	portland	300	1,00	-	sintered shale

## 3. PROPERTIES OF THE CONCRETE BEFORE HEATING OR IRRADIATION.

### 3.1. Strength and elasticity.

The flexural strength, the compressive strength, the dynamic modulus of elasticity and the modulus of rigidity of the various concrete species are given in figures 1, 2 and 3.

These properties have been determined for specimens of 10 x 10 x 30 cm<sup>3</sup> at an age of three months and after drying at 100°C till constant weight. The compressive strength has been determined by loading two faces of 10 x 10 cm<sup>2</sup> of each broken prism.

From the results appeared that the properties of the numbers 2, 3 and 4 are identical. This means that the applied admixtures do not have a measurable influence on the strength and elasticity of barite concrete when it is very good compacted.

When increasing the cement content from 250 till 350 kg/m<sup>3</sup> the strength and elasticity do not increase, in spite of a stronger mortar. (The water-cement ratio decreases from 0,56 till 0,45.) Therefore the strength of the barite aggregate probably is the critical factor, for with siliceous gravel aggregate an increase in strength is found in analogous series.

The ratio between the compressive and flexural strengths and that between the modulus of elasticity and modulus of rigidity for barite concrete are about the same as for concrete with siliceous gravel aggregate.

For the mentioned properties of the concrete it makes little difference which of the three cement species is used; only the compressive strength of the concrete with high alumina cement is somewhat smaller than that of the other ones.

A decreasing line has been found for the various aggregates in the series : magnetite, gravel (siliceous), barite and sintered shale. With only sintered shale as aggregate (fine and coarse aggr.) a compressive strength has been reached of about 280 kg/cm<sup>2</sup> (about 4000 p.s.i.)

The ratio between the compressive strength and the flexural strength was for barite- and gravel concrete 4,5 till 5. and for magnetite- and lightweight concrete 3,5 till 4. This difference can probably be explained with the shape of grain of the aggregates.

### 3.2. Drying shrinkage.

The shrinkage has been measured during the first 28 days storage at a relative humidity of at least 95 % and the next two months at a relative humidity of  $50 \pm 2$  %, and finally after drying at 100°C till constant weight ; the storage and all measurements were performed at a temperature of 21 °C.

The results are given in figure 5 and figure 6.

Hence it appears that the drying shrinkage increases slightly with the cement content. The shrinkage increased considerably when blastfurnace-slag cement or high alumina cement were used and was rather high, as to be expected, for lightweight concrete.

The shrinkage resulting from drying at 100°C is about two times as large as that after drying at RH 50 %.

### 3.3. Thermal expansion.

The thermal expansion has been measured in the temperature interval from 20° till 50°C. for concrete specimens that were dried at 100°C till constant weight.

It appeared that the cementcontent, the water-cement ratio and the cement species have a very small influence on the linear coefficient of expansion of barite concrete (figure 7).

A far greater variation has been found for the different aggregates.

### 3.4. Heat conductivity.

The heat conductivity of concrete, that is dried at 100°C till constant weight, is measured at a temperature of about 30°C. For the measurement of the temperature difference between upper- and lower sides of the concrete slabs of 4 cm. thickness the thermo-couples were fixed on the surface with cement. Through this cementing of the thermo-couples fairly without contact resistance the obtained values for the heat conductivity agree as well as possible with the true values, for in practice we have to do with a concrete thickness of some meters. The values given in literature concern measurements in which the thermo-couples are fixed otherwise, and are therefore lower.

From figure 8 it is seen that the heat conductivity of barite concrete, in spite of the high unit weight, is markedly much lower than that of gravel concrete or magnetite concrete.

The variation in cementcontent, cementspecies and water-cement ratio has no measurable influence on the heat conductivity.

## 4. PROPERTIES OF THE CONCRETE AFTER HEATING.

### 4.1. Performance of the heating experiments.

Specimens of all ten series were heated till 400°C in an electrical furnace, the temperature course of which is given through curve D in figure 9 and curve 2 in figure 10.

With barite concrete (comp. 2) also a number of other heating experiments has been carried through; the temperature courses of these tests are given through curves A, B, C and E in figure 9 and curves 1, 2 and 3 in figure 10.

The heating experiment as given by curve D has been performed 6 times in succession for two equal series of barite concrete.

Besides the furnace temperature also the temperature course in the concrete specimens, during heating till  $400^{\circ}\text{C}$  and cooling, is given in figure 10.

#### 4.2. Singular heating.

As a result from heating till  $400^{\circ}\text{C}$  and following cooling there appeared a reduction in compressive strength, flexural strength, modulus of elasticity and modulus of rigidity (figure 11). The decrease of the compressive strength ( 5-20 % ) was always less than that of the flexural strength ( 20-60 % ). The reduction of the modulus of elasticity amounted to about 20-50 % and is of the same magnitude as the reduction of the flexural strength.

So as for the not heated specimens the modulus of elasticity is a rate for the compressive strength, after heating and cooling the reduction of the modulus of elasticity is a rate for the reduction of the flexural strength.

The largest reduction has been found for barite concrete, the smallest for magnetite concrete.

The properties of the concrete after heating till  $400^{\circ}\text{C}$  and cooling are given in figure 12.

The reduction of the strength of barite concrete did not change with an increasing cementcontent (figure 13).

Also when blastfurnaceslag cement or high alumina cement were used this reduction did not change significantly (figure 14).

Variation of the maximal temperature gave hardly any difference in the reduction of the strength (figure 15).

Further a small difference in the reduction has been found when the heating time was varied (figure 16).

#### 4.3. Repeated heating

After 6 times heating at 400°C and cooling the modulus of elasticity of barite concrete had been reduced by about 75 %.

As can be seen from figure 17 this reduction amounted already about 70 % after 3 times. After 12 times heating the modulus of elasticity was about the same as after 6 times.

The compressive strength of barite concrete had been reduced by 25 % after 6 times and by 40 % after 12 times heating. The flexural strength had been reduced by 65 and 80 % respectively.

After 8 times heating at 400°C and cooling, the modulus of elasticity of lightweight concrete had been reduced by 55 till 60 %. After 3 times this reduction was already 50 %.

### 5. EFFECT OF IRRADIATION ON THE PROPERTIES OF CONCRETE.

#### 5.1. Introduction.

The first problem to be solved in the investigation of the effect of irradiation was the practical problem of the limited dimensions of the specimens that could be irradiated by the R.C.N. in Petten. After consideration of the possibilities the dimensions were fixed at 8 x 8 x 70mm<sup>3</sup>.

However it is impossible to manufacture concrete specimens that have these dimensions and that are sufficiently homogeneous.

There were two possibilities to solve this difficulty: the effect could be studied with specimens of the mortar and the aggregate separately, or with specimens of micro-concrete of which the cement-content was equal to that of the normal concrete, but in which the maximal size of grain of the aggregate had been adjusted to the dimensions of the specimens.

Of these two methods we have chosen the first one, because the size of grain of the aggregate can be reduced indeed, but not that of the other components, so that the water-cement ratio and the compaction have to be modified.

The consequence of this choice is that the relations have to be known between the properties of small and bigger mortar specimens and those of concrete and mortar specimens.

In this way it then may be possible to calculate the strength of the concrete from the strength of mortar specimens.

The second problem is, that during the irradiation of mortar generally heat is produced, so that heating takes place till a temperature determined by the nature, the intensity and the period of irradiation and at the same time by the dimensions of the specimens.

Besides the comparison of the properties of mortar and concrete it is therefore as well necessary to compare the effect of heating on the properties of both. Parallel to the heating tests of the concretes with various compositions the same test program has been performed with the corresponding mortars. The dimensions of the mortar specimens were  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  and  $0,8 \times 0,8 \times 7,0 \text{ cm}^3$ .

Further some heating tests have been performed with the aggregates barite and magnetite.

5.1.1. The modulus of elasticity of concrete and of mortar specimens with various dimensions.

In order to check the influence of the dimensions mortar specimens have been manufactured with 4 different sizes, i.a.  $10 \times 10 \times 30$ ,  $4 \times 4 \times 16$ ,  $1,6 \times 1,6 \times 7,0$  and  $0,8 \times 0,8 \times 7,0 \text{ cm}^3$ .

The first mentioned size agrees with that of the concrete specimens. The mortar specimens of  $1,6 \times 1,6 \times 7,0 \text{ cm}^3$  and of  $0,8 \times 0,8 \times 7,0 \text{ cm}^3$  have been made by sawing from the specimens of  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ .

For calculating the different ratio's the value of the modulus of elasticity of the specimens of  $0,8 \times 0,8 \times 7,0 \text{ cm}^3$  is fixed at 100.

Modulus of elasticity	concrete 10x10x30	mortar 10x10x30	mortar 4x4x16	mortar 1,6x1,6x7,0	mortar 0,8x0,8x7,0
magnetite	130	94	95	97	100
barite	127	88	102	98	100
gravel /sand	121	94	99	97	100
sint. shale	68	82	85	77	100



Calculation of the modulus of elasticity of concrete.

Since also the modulus of elasticity of the aggregate is known, it may be possible to calculate the modulus of elasticity of the concrete from those of the components, i.e. mortar and aggregate.

For this calculation some formulae have been derived, of which the one that we used has been studied several times. (Dantu <sup>1)</sup>, Hansen <sup>2)</sup> and Kaplan <sup>3)</sup>).

$$\frac{1}{E_c} = \frac{V_a}{E_a} + \frac{V_m}{E_m} \quad \text{This formula is only valid when } E_a > E_m$$

where :

$E_c$  = modulus of elasticity of concrete  
 $E_a$  = " " " " aggregate  
 $E_m$  = " " " " mortar  
 $V_a$  = fractional volume of aggregate  
 $V_m$  = " " " mortar

By means of this formula we could calculate the modulus of elasticity for the concretes with the aggregates magnetite, barite and gravel. The calculation was not possible for lightweight concrete because of the small size of the aggregate.

In this calculation we took into account that in all three cases the concrete had a larger volume of capillary pores than corresponds to the mortar. (fractional volume of mortar in concrete x fractional volume of pores in mortar). By this pores volume the modulus of elasticity of the concrete was reduced. (Powers e.a. <sup>4)</sup> and Hansen <sup>5)</sup>).

Modulus of elasticity $10^{10} \text{ N/m}^2$	<u>aggregate</u>	<u>mortar</u>	<u>concrete</u> <u>calculated</u>		<u>concrete</u> <u>measured</u>
			(a)	(b)	
barite	5.39	2.75	3.59	3.20	3.0
gravel	7.00	2.99	4.14	3.58	3.44
magnetite	13.39	3.77	5.79	5.50	5.23

- (a) without correction for pores volume  
 (b) with correction for pores volume

5.1.2. The flexural strength of concrete and of mortar specimens with various dimensions.

Flexural strength	concrete 10x10x30	mortar 10x10x30	mortar 4x4x16	mortar 1,6x1,6x7,0	mortar 0,8x0,8x7,0
magnetite	155	148	124	x	100
barite	137	140	126	114	100
gravel (sand)	138	158	118	128	100
sint. shale	131	153	142	x	100

5.1.3. The effect of heating on the properties of the mortar and the aggregate.

The effect of heating till  $400^{\circ}\text{C}$  on the mortar is not the same as that on the concrete.

While the effects on the compressive and flexural strengths of concrete differ considerably, are they nearly the same for mortar.

% Reduction	<u>modulus of elasticity</u>		<u>flexural strength</u>	
	concrete	mortar	concrete	mortar
magnetite	17	20	21	7
barite	47	30	60	31
gravel/sand	44	45	28	24
sint. shale	34	44	33	41

The effect on barite mortar is far less than the effect on barite concrete. For barite mortar there also has been found an obvious influence of the heating time and the maximum temperature.

% Reduction (barite mortar)	modulus of elasticity	modulus of rigidity	flexural strength	compressive strength
200 $^{\circ}\text{C}$	17	16	27	16
300 $^{\circ}\text{C}$	24	22	30	27
400 $^{\circ}\text{C}$	30	28	31	34
3 h	20	19	31	43
24 h	30	28	31	34
7 d	39	38	54	32

Aggregate

The modulus of elasticity of magnetite did not decrease by heating till  $400^{\circ}\text{C}$ . After 4 times till  $400^{\circ}\text{C}$  it had increased, on average, by 2 % (variation - 6 till + 10 %).

The modulus of elasticity of barite decreased by heating till  $400^{\circ}\text{C}$ . on average, 6 %. (variation 2 till 8 %).

## 5.2. Effect of irradiation on the properties of mortar and aggregate.

In a first experiment specimens of mortar and aggregate have been irradiated during about 40 hours in a fast (neutron) flux density of  $0.7 \times 10^{11}$  n/cm<sup>2</sup>. sek.; the fast fluence was about  $10^{16}$  n/cm<sup>2</sup>. The raise of temperature was only a few degrees. This irradiation had not any measurable effect on the elastic modulus.

In the following experiment mortar specimens of two compositions have been irradiated in the HFR in Petten. Both the fast flux density and the time of irradiation have been varied. The temperature during the irradiation was 50° - 60°C.

From this irradiation resulted a small increase of the modulus of elasticity :

fast fluence n/cm <sup>2</sup>	<u>effect on the modulus of elasticity (in %)</u>	
	<u>for barite mortar</u>	<u>for sand mortar</u>
$0,73 \times 10^{17}$	+ 3,9	+ 0,7
$1,34 \times 10^{17}$	+ 3,0	+ 6,6
$2,62 \times 10^{17}$	+ 5,9	+ 5,3
$4,75 \times 10^{17}$	+ 5,0	+ 4,1

In the third experiment mortar specimens of the different compositions have been irradiated during 21 days in the core of HFR in Petten. The fast flux density was about  $10^{14}$  n/cm<sup>2</sup>. sek.; the fast fluence amounted to about  $2 \times 10^{20}$  n/cm<sup>2</sup>. The temperature during this irradiation was about 200°C.

Because the heating at this temperature undoubtedly deteriorates both concrete and mortar we have compared the effect of the irradiation with the effect of heating during 21 days at a similar way as this took place in the Reactor.

The results of the last experiment are partially available; the effect on the flexural strength is not yet known.

specimens	<u>effect on the modulus of elasticity ( in %)</u>	
	<u>by irradiation</u> (at 200°C-100°C)	<u>by heating</u> (at 250°C-125°C)
barite mortar	- 50	- 25 (-15 till - 32)
(with portland cement)	- 44	
barite mortar	- 30	- 41 (-35 till - 47)
(with blastfurnace slag	- 36	
cement)	- 48	
magnetite mortar	- 12	- 13 (- 9 till - 17)
	- 12	
	( - 54)	
	- 12	
sand mortar	xx	- 21 (-18 till - 24)
sintered shale mortar	+ 5	- 25 (-21 till - 26)
	+ 4	
	- 7	
	0	

The reduction of the modulus of elasticity by irradiation and the involved heating has, on the whole, the same extent as the reduction that results from heating at a temperature gradient equal to the temperature gradient in the irradiation experiment.

### 5.3. Effect of irradiation on the properties of concrete.

The influence of irradiation and the involved heating on mortar is on the whole not different from the influence of heating alone. The influence of heating and irradiation on concrete will therefore almost entirely be dominated through the effect of elevated temperatures.

### 6. SOME REMARKS AT THE AVAILABLE RESULTS.

For all the concrete species, manufactured with materials used in normal concrete practice, there is seen a moderate till strong reduction in strength as well in modulus of elasticity when the concrete is exposed to irradiation and to heating till 400°C.

Under the mentioned circumstances the concrete with magnetite as aggregate showed the greatest durability.

In all cases, except for lightweight aggregate, the mortar has a greater durability than the concrete, especially for barite that has a great coefficient of expansion. Therefore a small grain size of aggregate may be recommended.

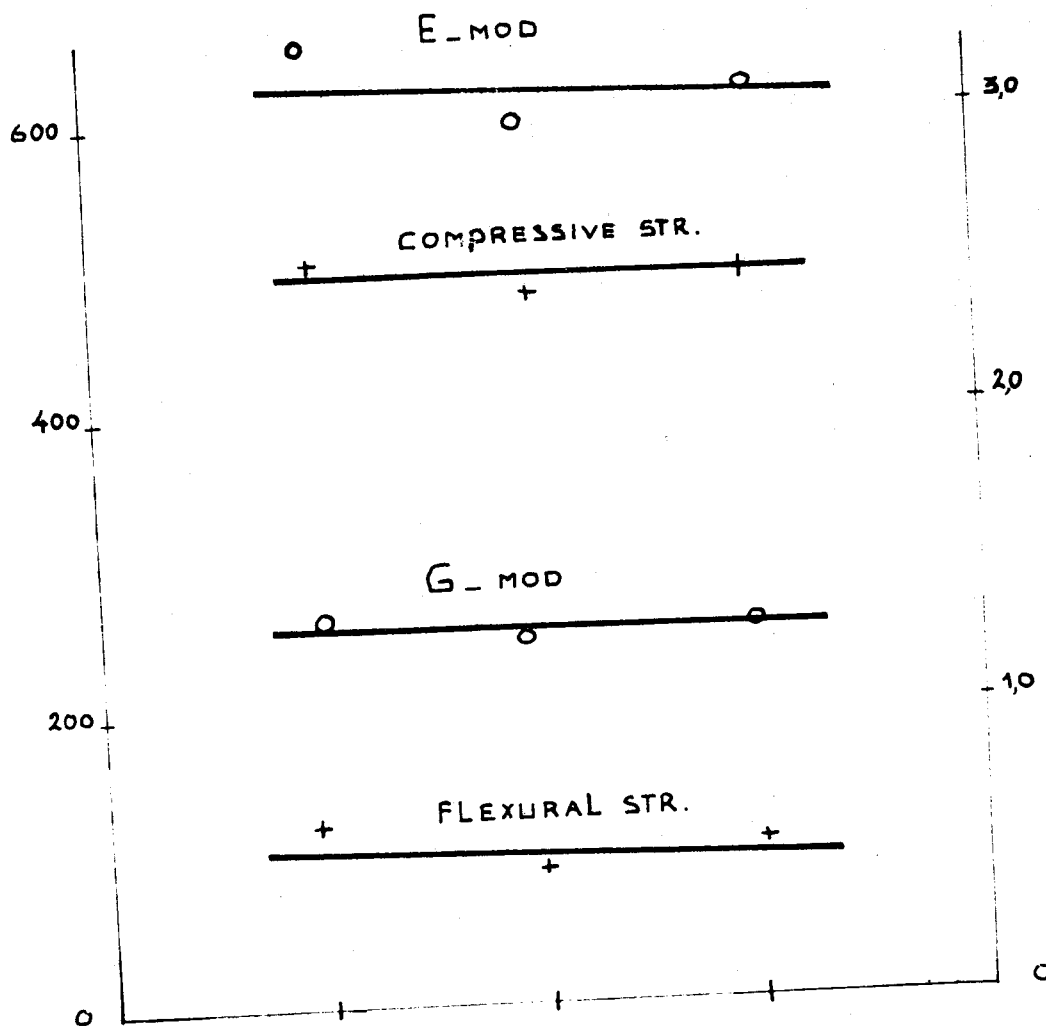
For insulating concrete the sintered shale satisfies as aggregate. (the used aggregate is "Hollith".)

- 1). Dantu, P. : Annales, 'l Insitut Technique du Bâtiment et des Traveaux Publics. No. 121. Jan. 1958.
- 2). Hansen, T.C. : Bulletin 33, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sept. 1959.
- 3). Kaplan, M.F. : RILEM. Bulletin no. 1 March 1959.
- 4). Powers, T.C.; e.a. : Journal, P.C.A. Research and Development Laboratories. May 1959.
- 5) Hansen, T.C. : Proc. A.C.I. V. 62 no. 2 (1965).

FIGURE 1

COMPRESSIVE - AND  
FLEXURAL - STRENGTH  
KGF/CM<sup>2</sup>

E - MOD  
G - MOD  
10<sup>10</sup> N/M<sup>2</sup>

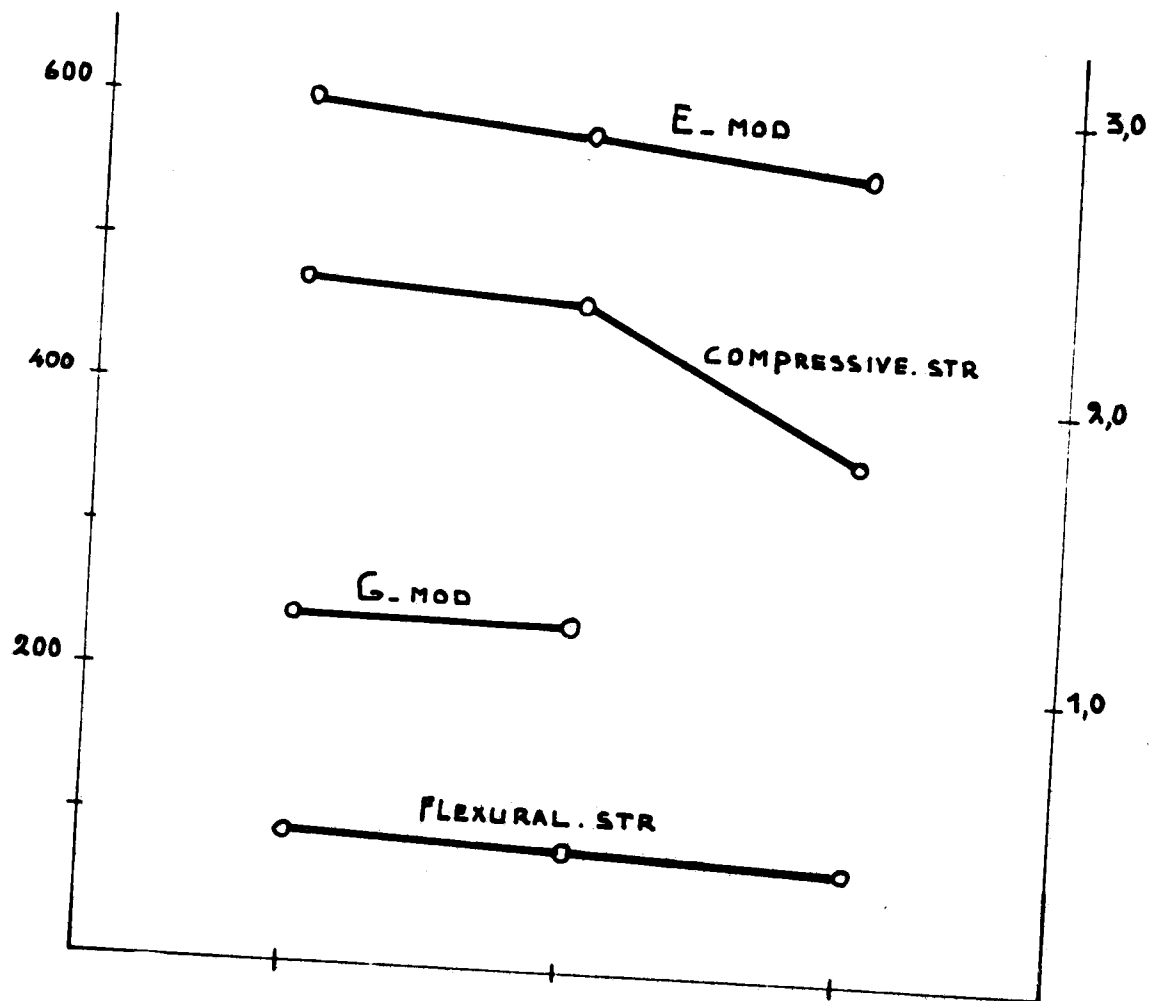


SERIES	1	2-3-4	5
CEMENT SP	PORTLAND	PORTLAND	PORTLAND
CONTENT	<u>250</u>	<u>300</u>	<u>350</u>
W.C. RATIO	0.56	0.50-0.45	0.45
AGGREGATE	BARITE	BARITE	BARITE

FIGURE 2

COMPRESSIVE AND  
FLEXURAL STRENGTH  
KGF/CM<sup>2</sup>

E - MOD  
G - MOD  
10<sup>10</sup> N/M<sup>2</sup>

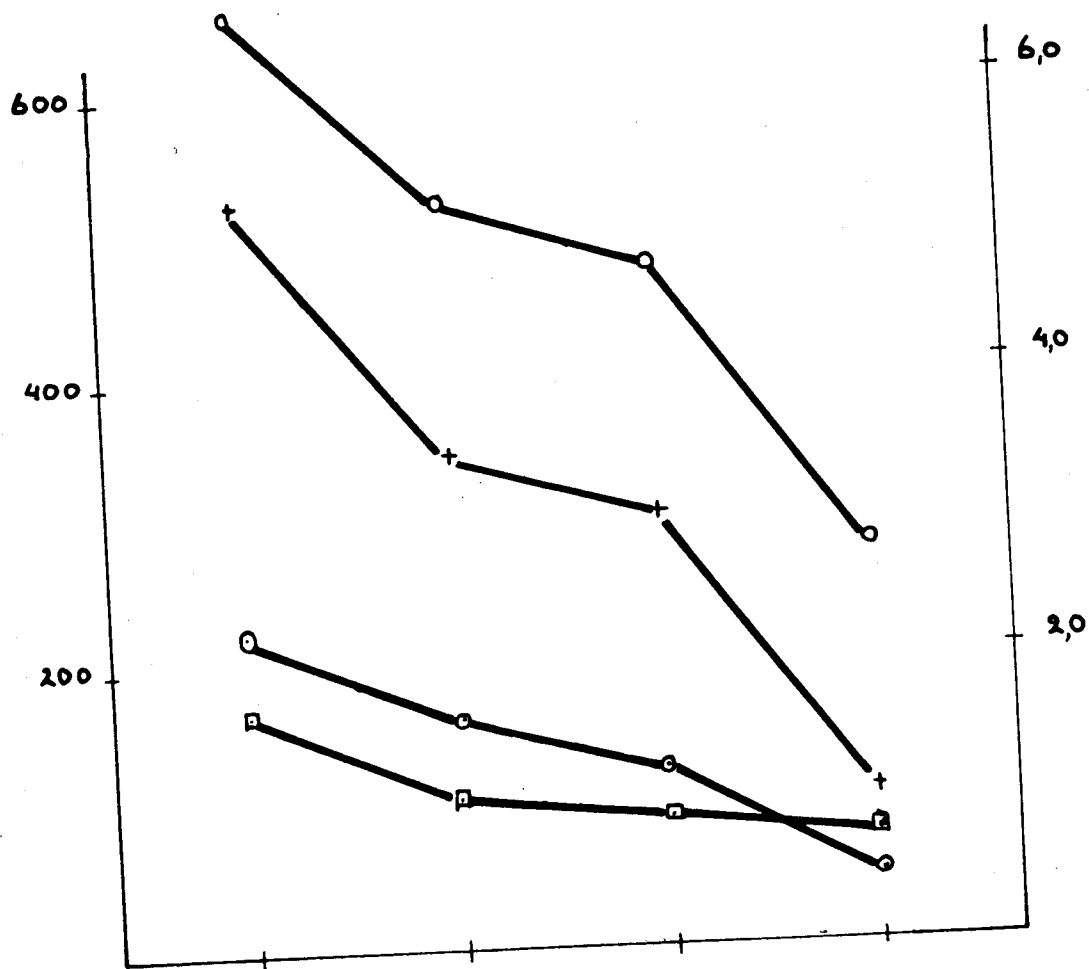


SERIES	2-3-4	6	7
CEMENT. SP	PORTLAND	SLAG	ALUMINOUS
CONTENT	300	300	300
W-C RATIO	0,50 - 0,45	0,50	0,50
AGGREGATE	BARITE	BARITE	BARITE

FIGURE 3

COMPRESSIVE - AND  
FLEXURAL STRENGTH  
KGF/CM<sup>2</sup>

E - AND G -  
MODULUS  
10<sup>10</sup> N/M<sup>2</sup>

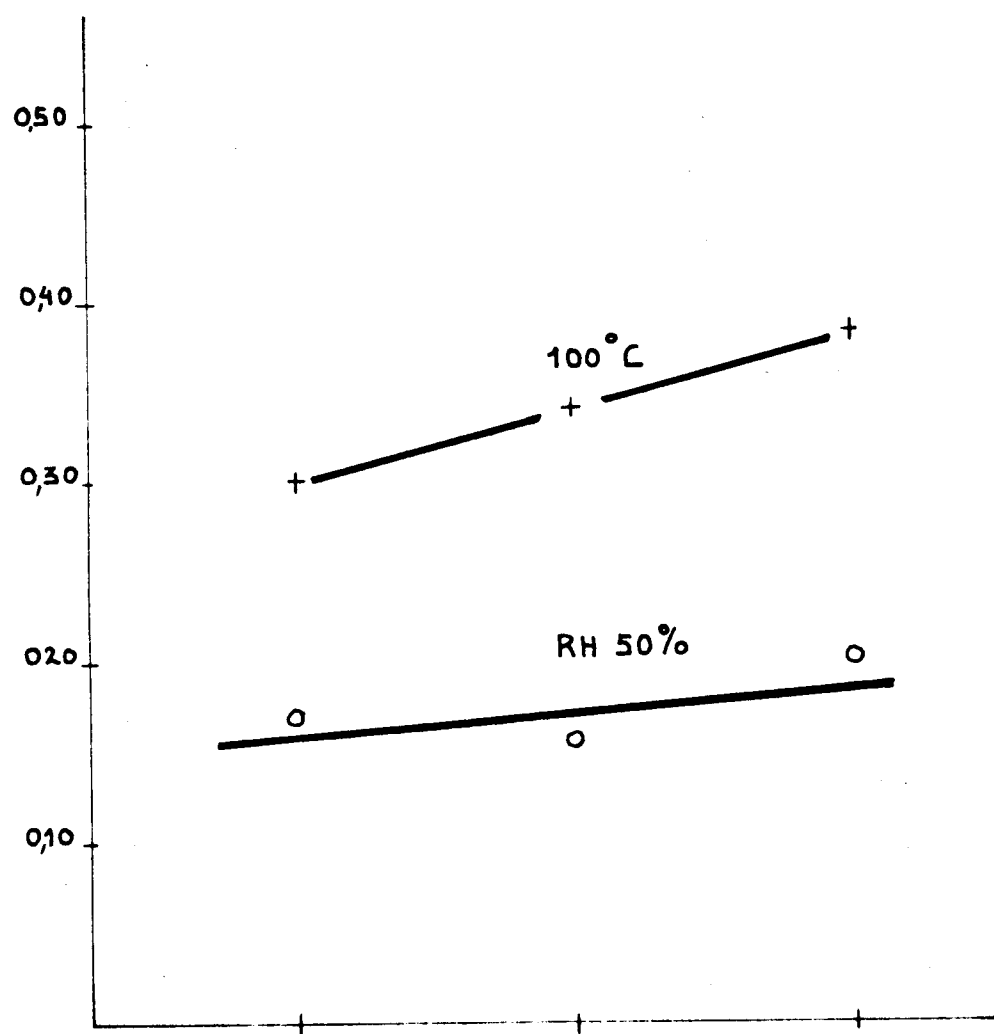


SERIES	B	9	2-3-4	10
CEMENT SP.	PORTLAND	PORTLAND	PORTLAND	PORTLAND
CONTENT	300	300	300	300
W-C RATIO	0,50	0,43	0,50-0,45	1,00
AGGREGATE	MAGNETITE	GRAVEL	BARITE	SINT. SHALE



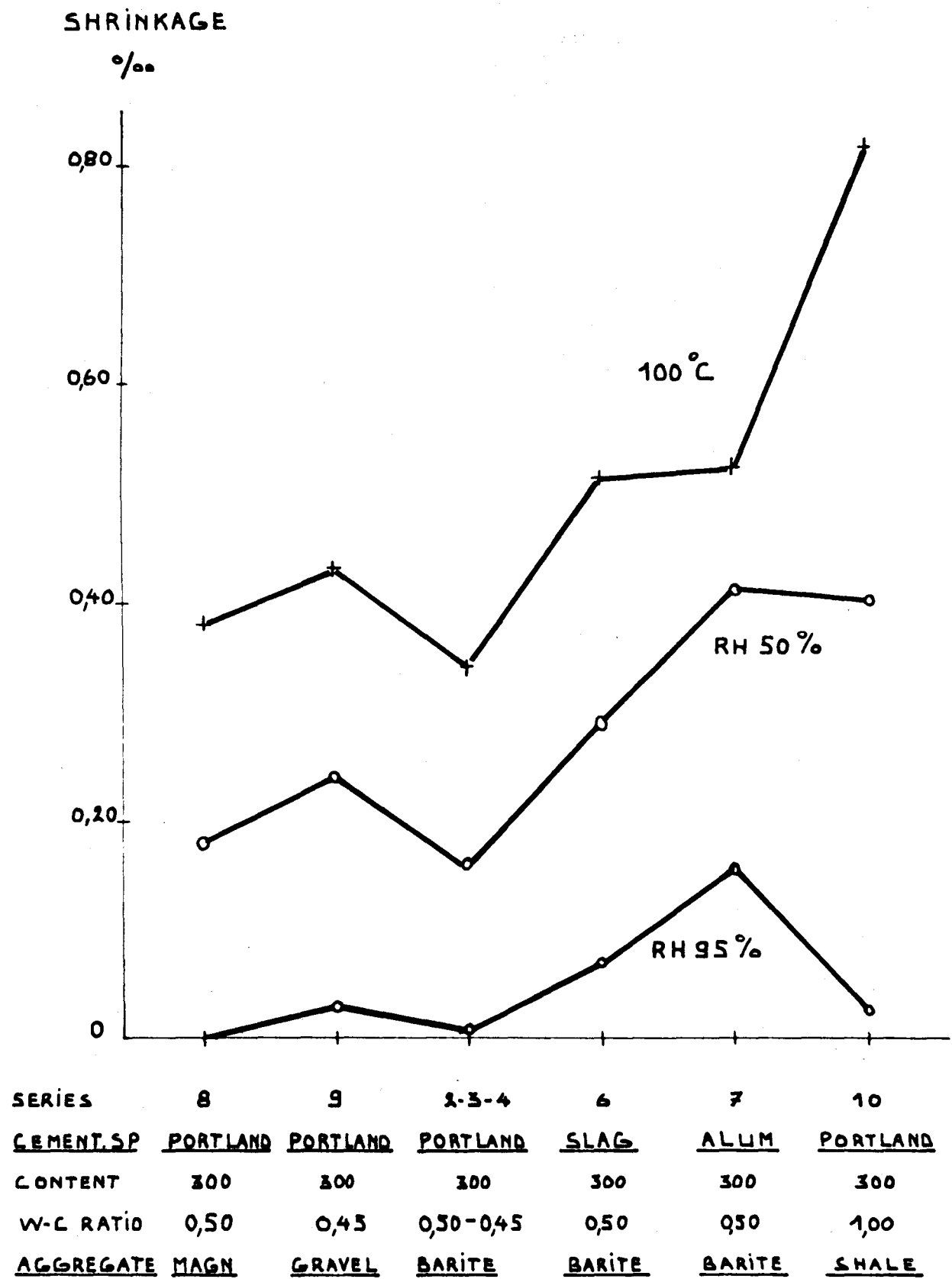
FIGURE 5

SHRINKAGE  
%.



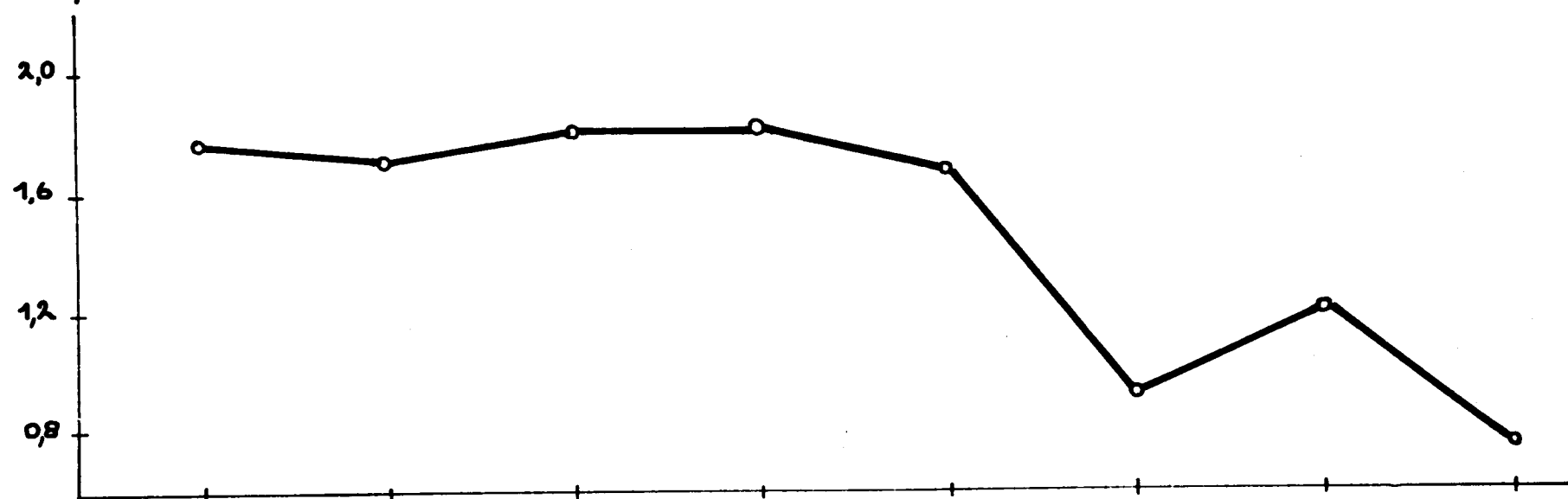
SERIES	1	2-3-4	5
CEMENT.S.P	PORTLAND	PORTLAND	PORTLAND
CONTENT	<u>250</u>	<u>300</u>	<u>350</u>
W-C.RATIO	0,56	0,50-0,45	0,45
AGGREGATE	BARITE	BARITE	BARITE

FIGURE 6



## E x p a n s i o n

LINEAR COEF.  
OF EXPANSION

 $10^5/^\circ\text{C}$ 


SERIES	1	2-3-4	5	6	7	8	9	10
CEMENT.SP	PORTL.	PORTL.	PORTL.	SLAG	ALUM.	PORTL.	PORTL.	PORTL.
CONTENT	250	300	350	300	300	300	300	300
W-C RATIO	0.56	0.50-0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.45	1.00
AGGREGATE	BARITE	BARITE	BARITE	BARITE	BARITE	MAGN	GRAVEL	SHALE

FIGURE 8

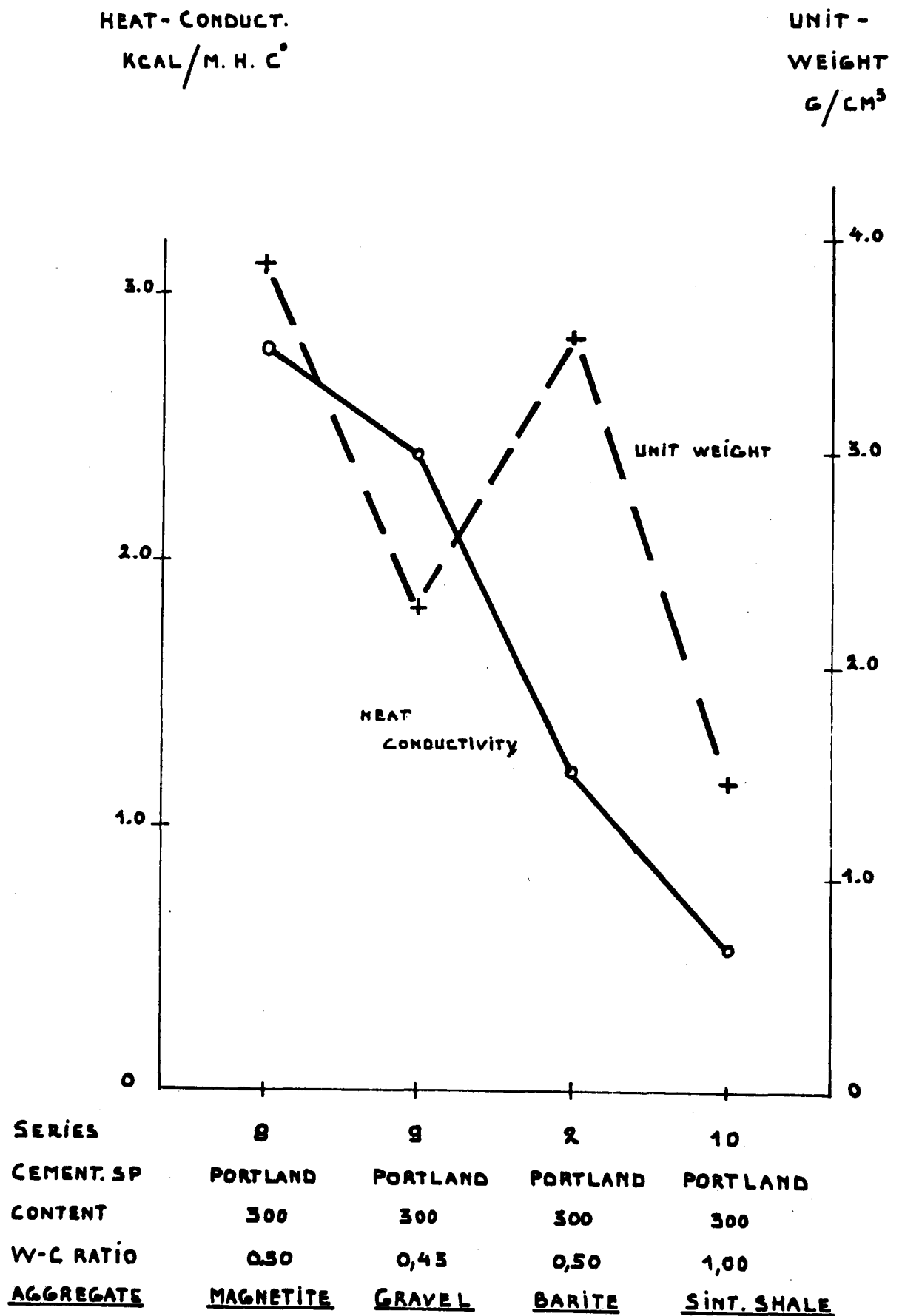


FIGURE 9

FURNACE TEMPERATURES (°C)

A = 3 H. HEATING  
B-C-D = 24 H. HEATING  
E = 168 H HEATING

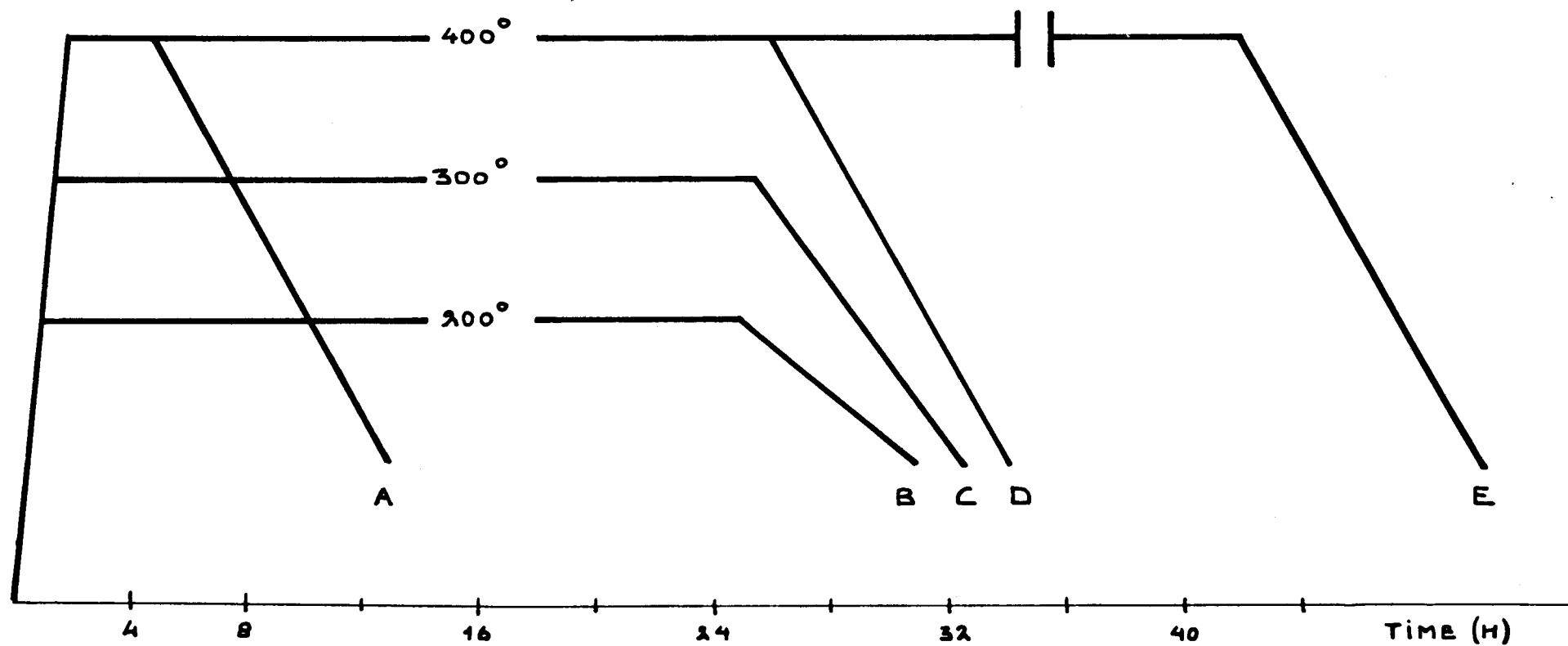


FIGURE 10

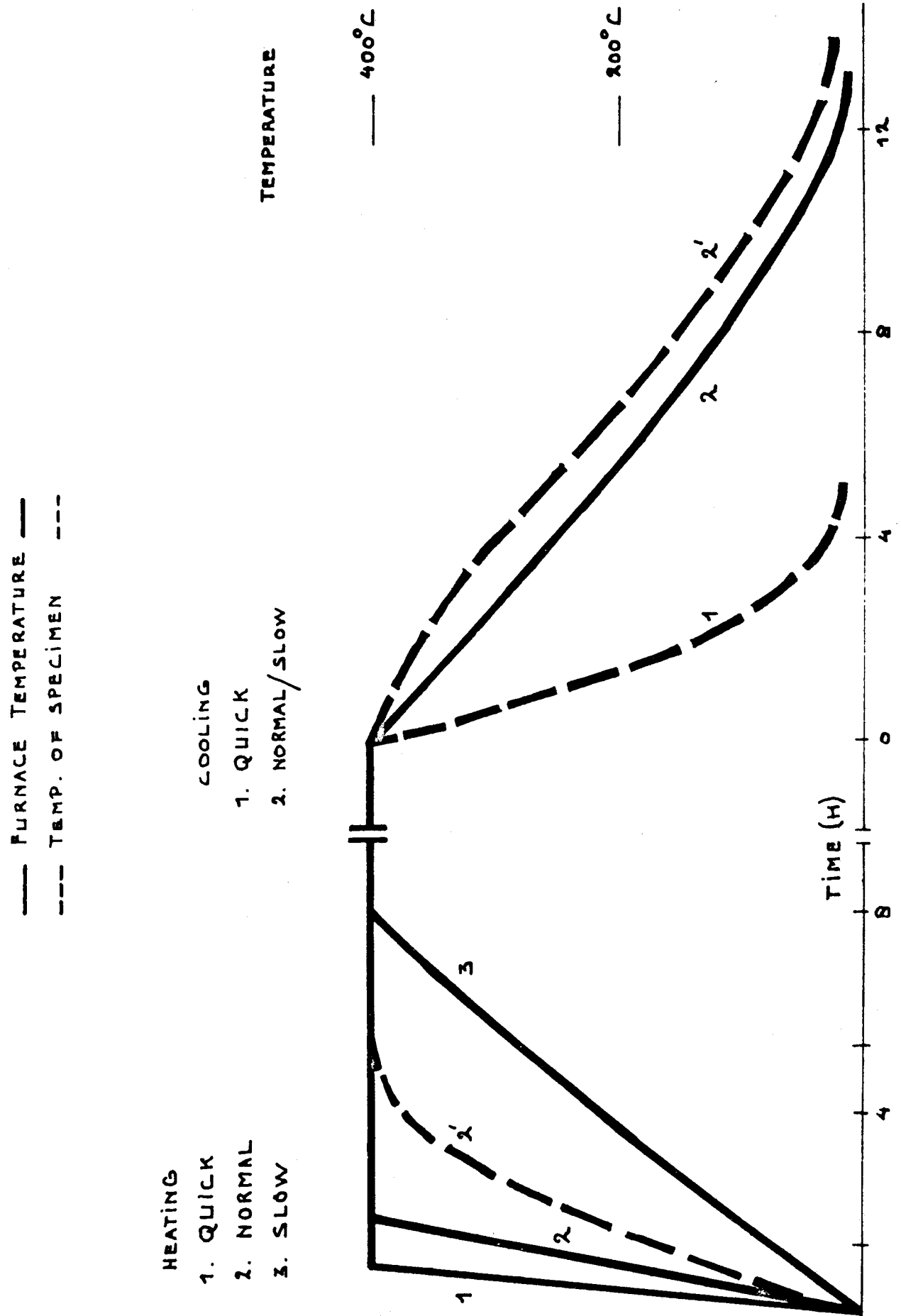


FIGURE 11

EFFECT OF 24H HEATING AT 400°C

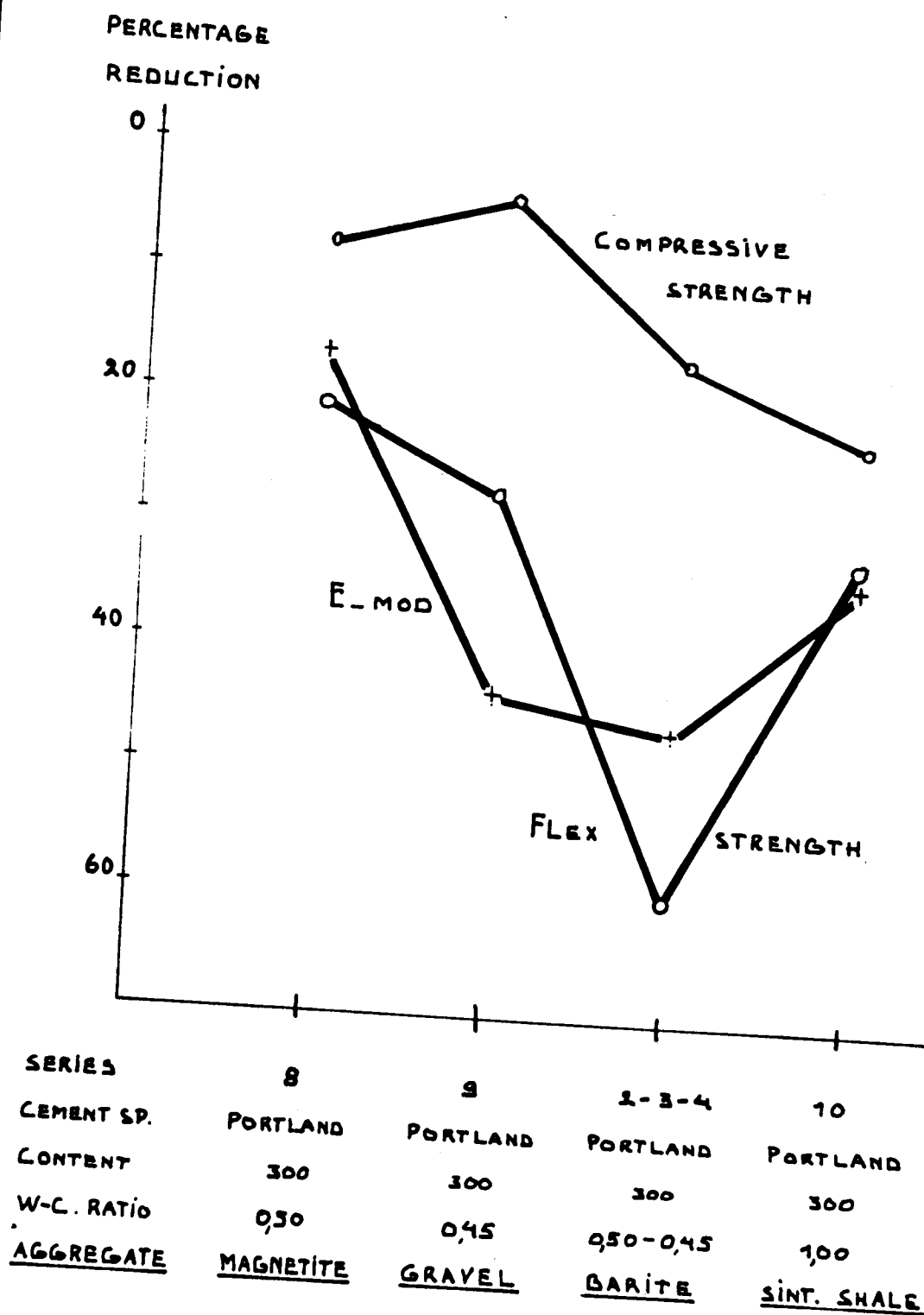
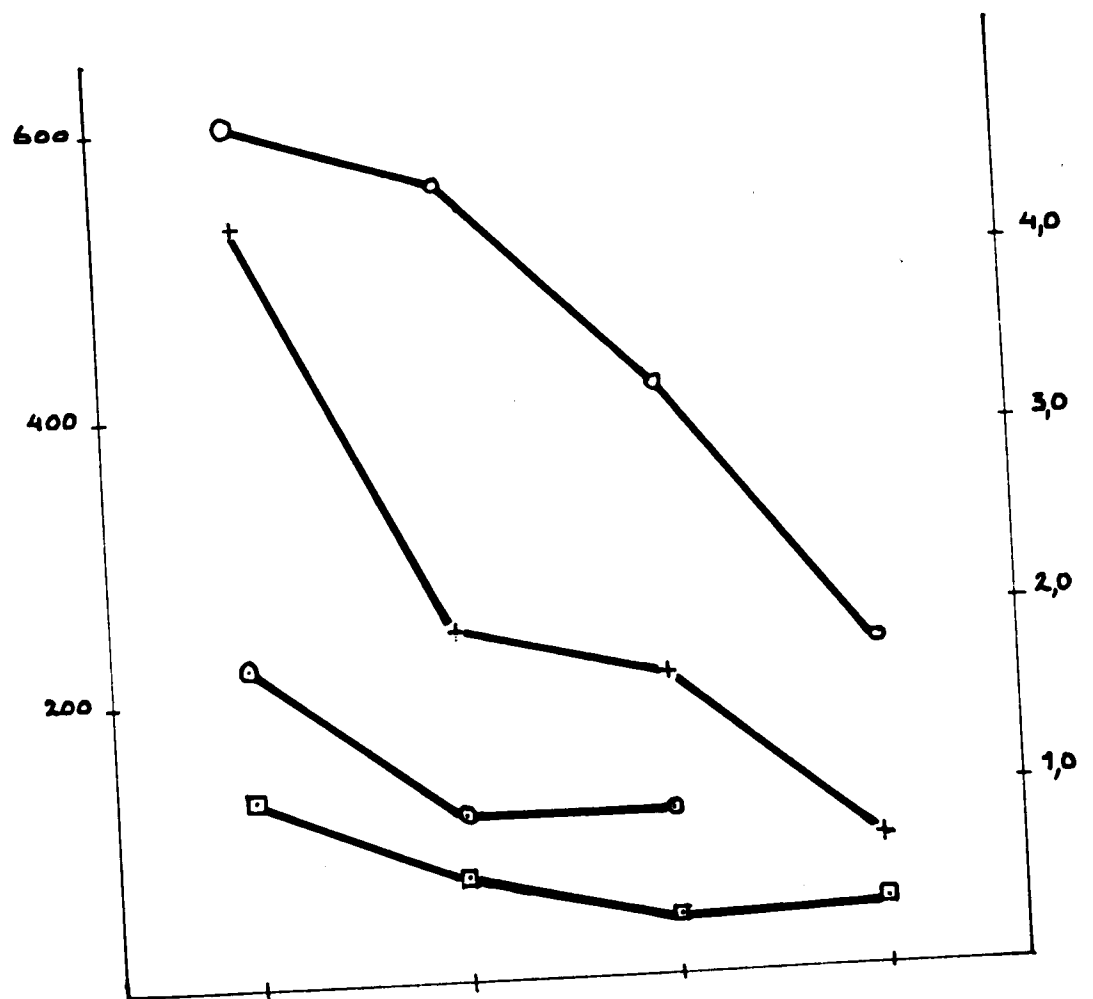


FIGURE 12

EFFECT OF 24 H. HEATING AT 400°C

COMPRESSIVE- AND  
FLEXURAL STRENGTH  
KGF/CM<sup>2</sup>

E- AND G-  
MODULUS  
10<sup>10</sup> N/M<sup>2</sup>



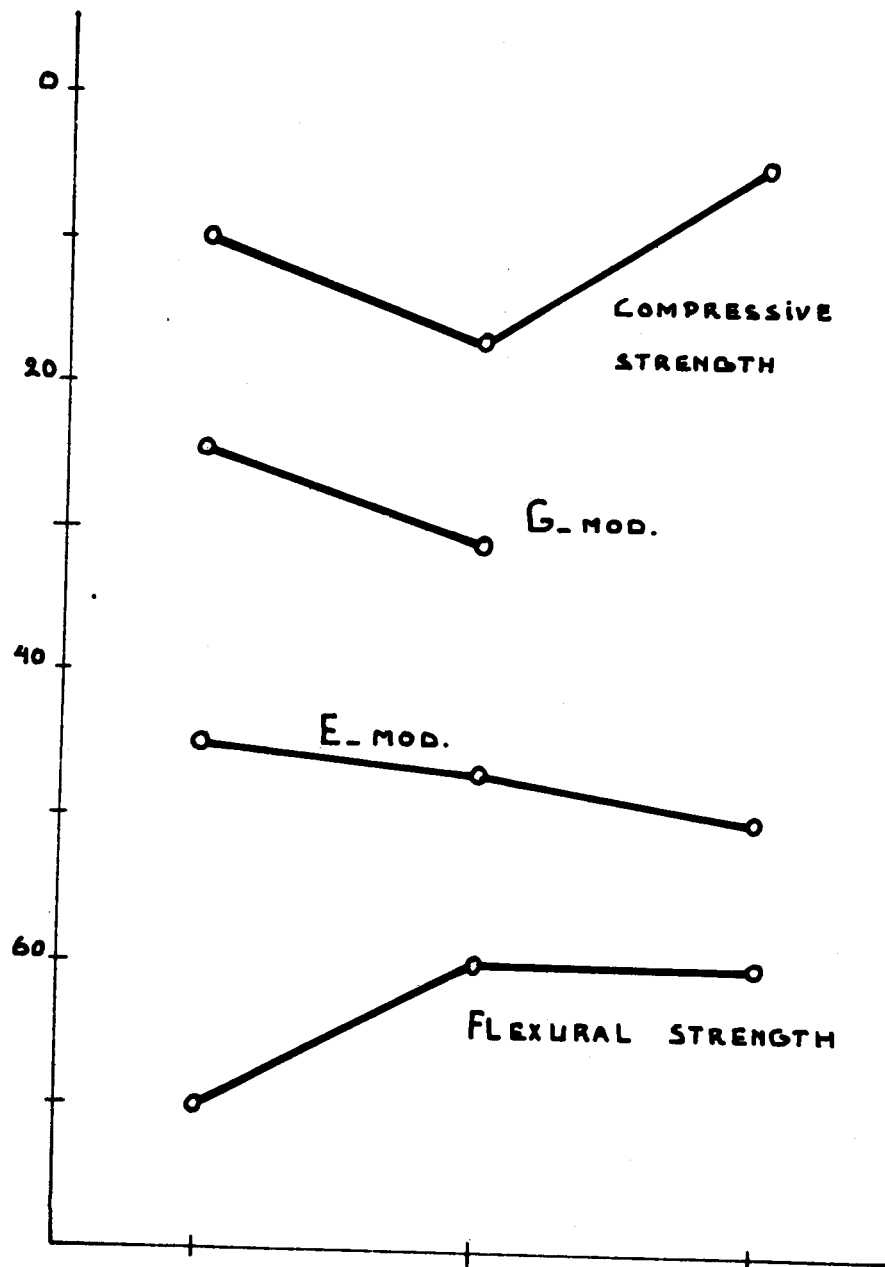
SERIES	B	G	2-3-4	10
CEMENT SP.	PORTLAND	PORTLAND	PORTLAND	PORTLAND
CONTENT	300	300	300	300
W-C RATIO	0,50	0,45	0,30-0,45	1,00
AGGREGATE	MAGN.	GRAVEL	BARITE	SINT. SHALE



FIGURE 13

EFFECT OF 24H. HEATING AT 400°C

PERCENTAGE  
REDUCTION



SERIES	1	2-3-4	5
CEMENT SP.	PORTLAND	PORTLAND	PORTLAND
CONTENT	<u>250</u>	<u>300</u>	<u>350</u>
W-C RATIO	0,56	0,50-0,45	0,45
AGGREGATE	BARITE	BARITE	BARITE

FIGURE 14

EFFECT OF 24H HEATING AT 400°C

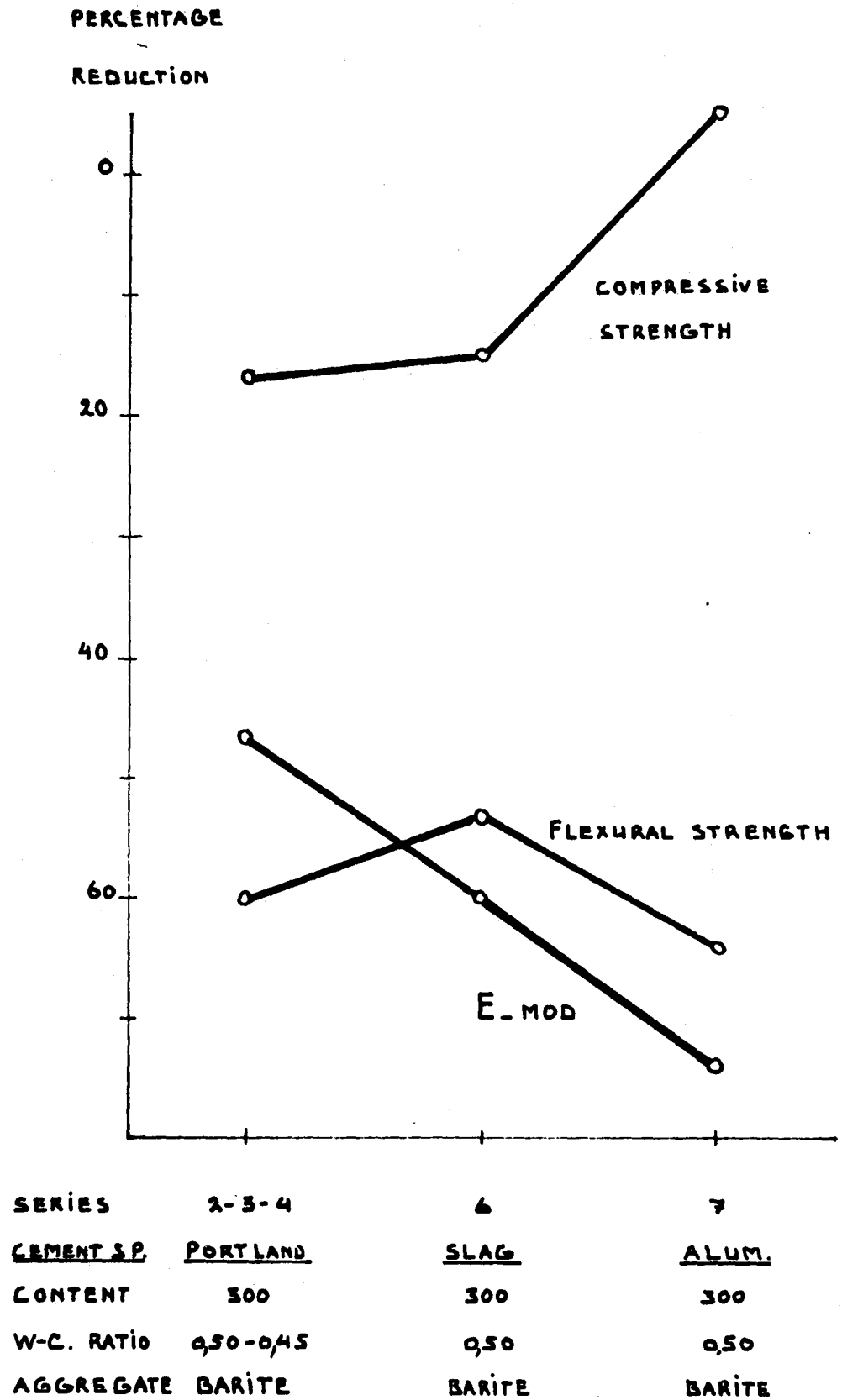


FIGURE 15

EFFECT OF 24 H. HEATING  
ON BARITE CONCRETE

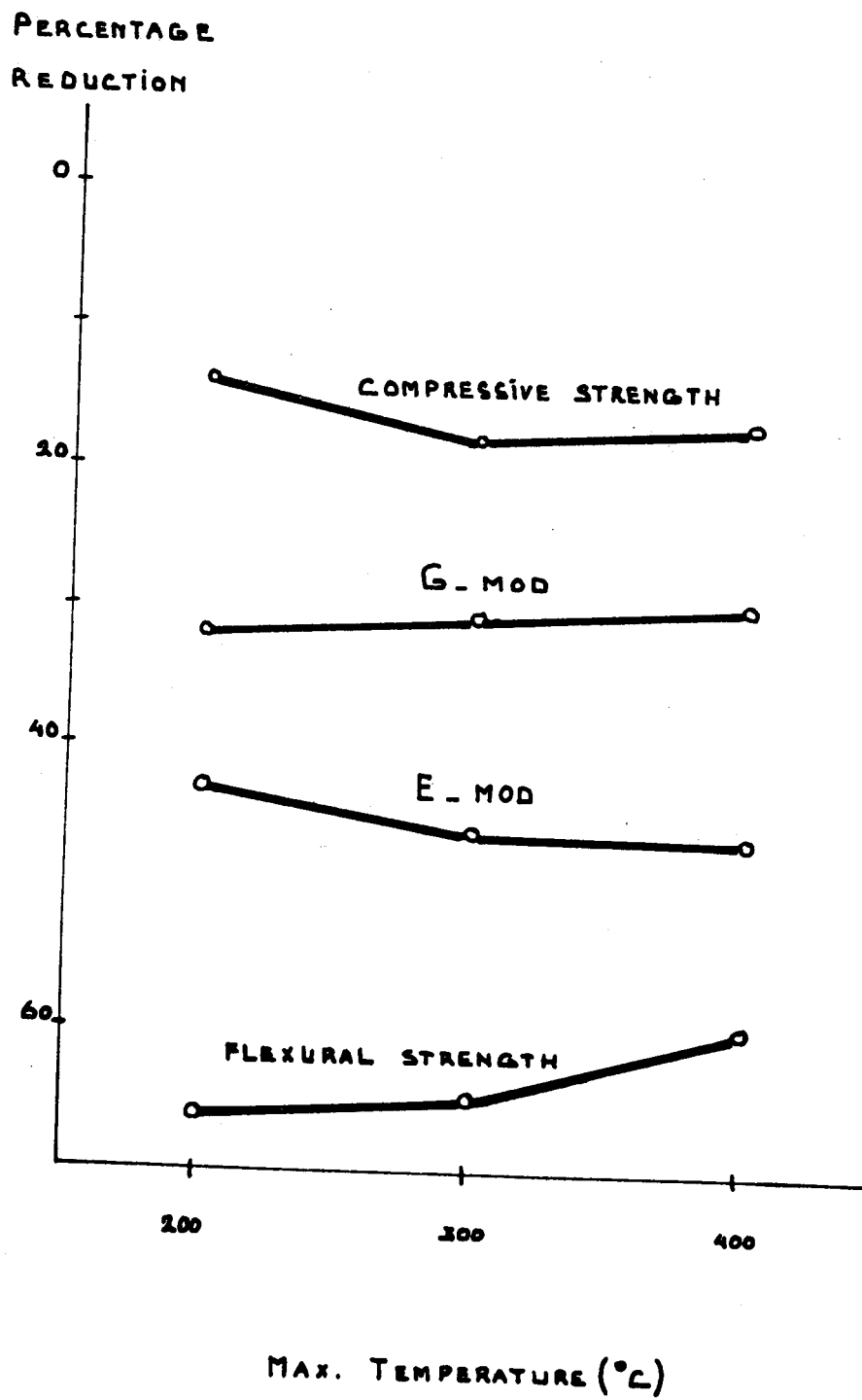
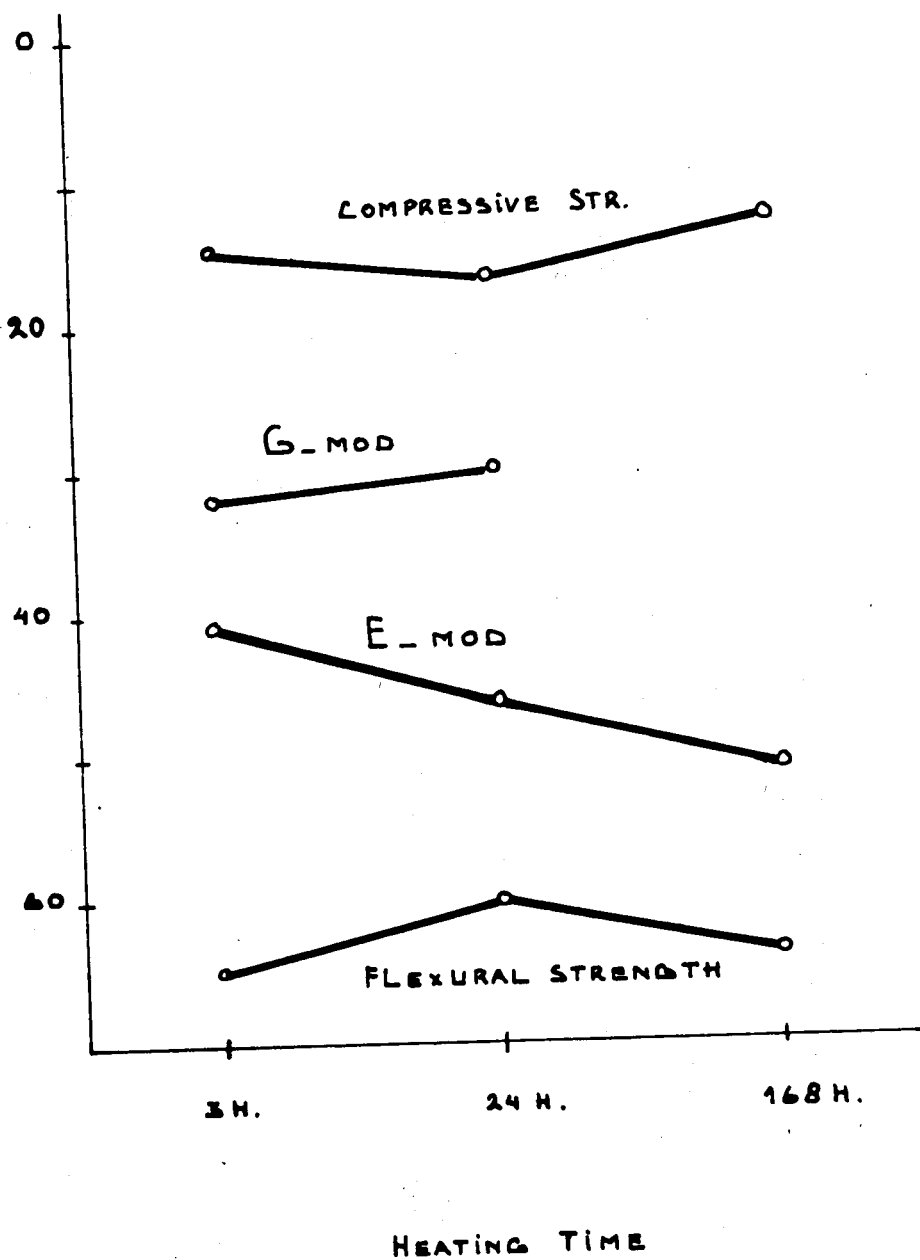
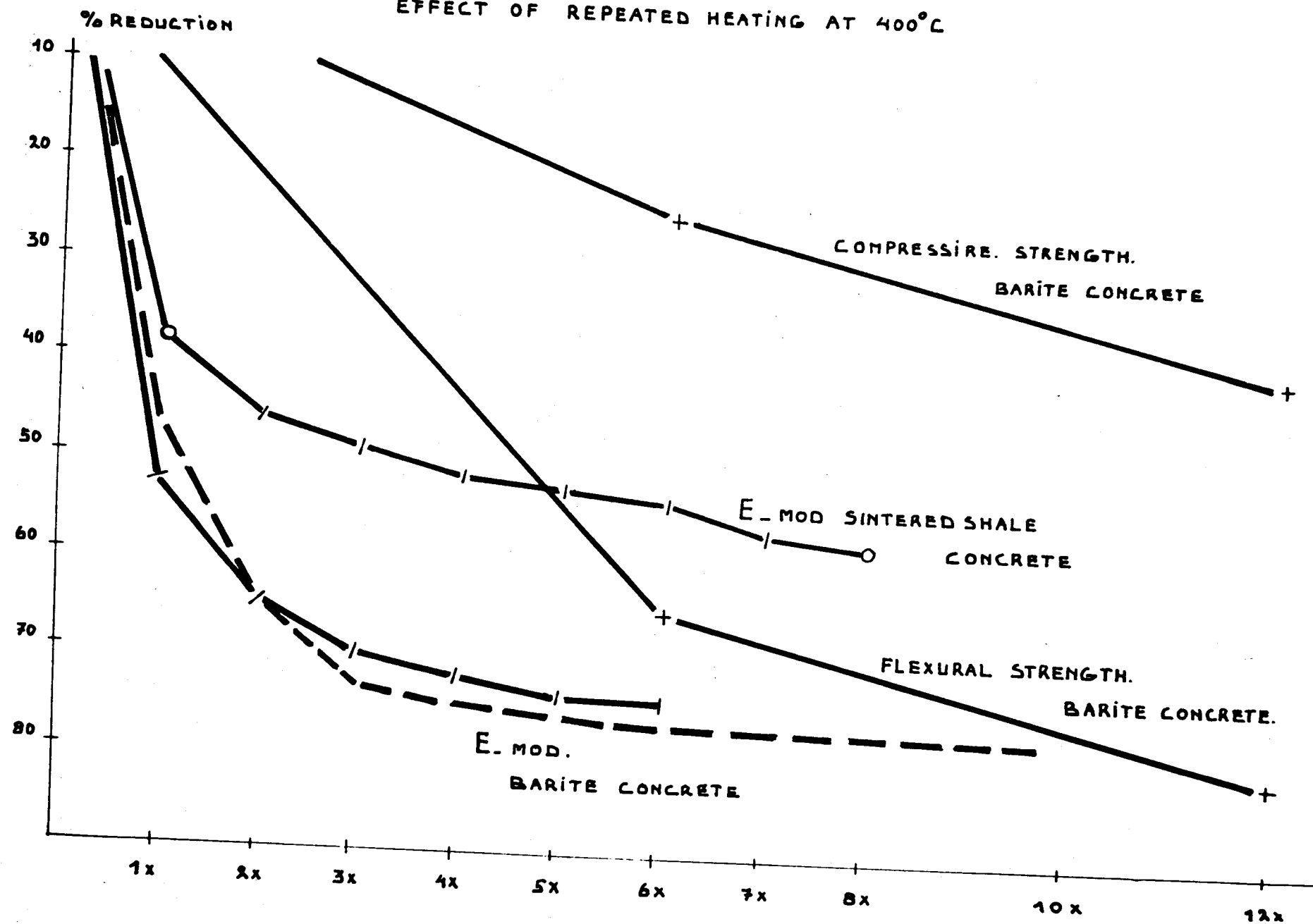


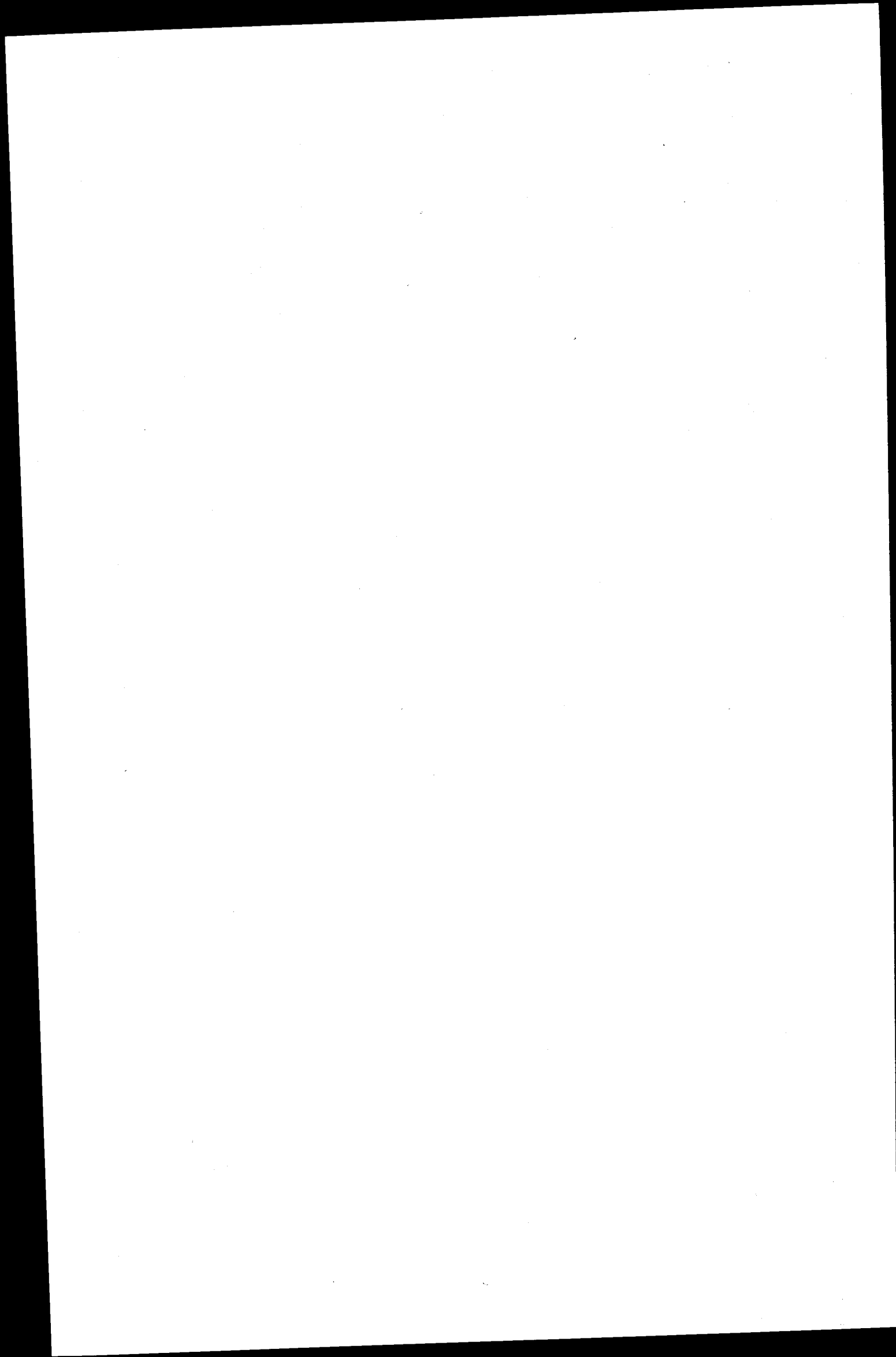
FIGURE 16  
EFFECT OF HEATING AT 400°C  
ON BARITE CONCRETE

PERCENTAGE  
REDUCTION



## EFFECT OF REPEATED HEATING AT 400°C





Discussion - Discussione - Diskussion - No 1

M. DUBOIS - CEA : Ma question peut s'adresser aux deux orateurs.

Je ne comprends pas très bien, pourquoi il a été choisi le sulfate de baryum, c.a.d. une barytine comme granulat pour mettre au point des bétons devant résister à la température. Nous savons très bien, que le sulfate de baryum décrépite dès 250 ° et que de la température ambiante à 150 °, son coefficient d'extension est énorme. Je voudrais bien connaître la variété minéralogique de cette barytine, car je suis très étonné de ces résultats, ayant fait moi-même de très gros travaux sur le béton de barytine.

Je ne veux pas parler du ciment à base de sulfate de baryum, qui également pose des problèmes, je crois, surtout dans un milieu humide.

M. CRISTIANI - SNAM PROGETTI

Mi spiace di non poter essere totalmente esauriente nella mia risposta perché di questo problema se n'è occupato soprattutto l'ing. Crispino pero' io posso trattare il problema da un punto di vista cosiddetto fenomenologico. Noi abbiamo notato che uno dei punti principali per cui il calcestruzzo di genere vario non resiste alla temperatura è dato da differenti coefficienti di dilatazione termica differenti dal cemento e dell'aggregato. Ora abbiamo trovato che i coefficienti di dilatazione termica nel caso di impiegare aggregato un tipo paritico e cemento in cui è stata aggiunta la frazione fine dell'inerte produceva buoni risultati, in particolare avevamo trovato che i coefficienti di dilatazione erano uguali. Ora io i dettagli di tipo chimico sinceramente non li conosco, pero' le prove che abbiamo eseguito ed alcune di queste le ho eseguite io personalmente prendendo campioni molto grossi, campioni diciamo di altezza 30 cm. e diam. 15 cm. ciclati termicamente da 450° alla temperatura ambiente, ciclati 2, 5, 6 7 volte alla fine non avevano subito deformazioni appar nti, non c'erano fessure. Dall'aspetto sembravano ancora solidi la lunghezza misurata non aveva subito alcuna variazione. Le prove eseguite di compressione hanno dato poi risultati buoni sono quelli riportati nella Fig. 1 della relazione. Questo, diciamo, per quello che riguarda le nostre esperienze. Il dettaglio della barite io non saprei dire, il solfato di bario che cade così. Probabilmente bisognerebbe fare un'analisi più dettagliata di questo problema.

M. VAN DER SCHAAF - Bredero: I cannot agree in the question about this aggregate, because we found about the same production by heating to 200, 300 and 400°C. And this means, that also in this case the strength of baryte determines the strength of the baryte concrete, and when the same strength is found after heating to 200°C, as after 300 and 400°, this means that the strength of baryte is reduced already at this temperature of 200°. Near that, we found after six times heating a reduction of 80 %, that means, that the strength was practically spoken - nothing. And to that fact the baryte is not the best aggregate for this concrete, although it gives a very dense concrete. And in my conclusions, I said already, that the magnetite concrete was very much better and gave good results.

H. WENGLER - Farbwerke Hoechst: Ich beziehe mich auf den Vortrag von Herrn Cristiani, und zwar auf die Figur 1 darin. Sie stellen fest, dass BHT-Beton scheinbar besser ist, und den Kurven nach ist es so, als der Standard-Beton. Aber die Kurven von Standard-Beton gehen schon verhältnismässig asymptotisch weiter nach 250 Tagen, währenddessen sie bei dem BHT-Beton noch einen weiteren Abfall nach 250 Tagen haben. Ist es so, dass der BHT-Beton etwa bei 450° oder bei 400° asymptotisch bereits in die Zukunft geht?

M. CRISTIANI - SNAM PROGETTI

Dunque per rispondere io dico che sicuramente la condizione del calcestruzzo BHT non é all'equilibrio dopo questo tempo pero' la risposta che si puo' dare é la seguente che : le condizioni fatte di sei cicli termici a partire da 500° sonà probabilmente più gravose di quelle che dovrebbe sopportare lo schermo del reattore in un lungo periodo di tempo. Per quello é stata considerata come sufficientemente rappresentativa la durata di 256 giorni con sei cicli estremamente severi con, diciamo, raffreddamento in acqua , cosa che in pratica non dovrebbe accadere, cioè si ritiene che questo trattamento dato al calcestruzzo in 256 giorni con cicli di riscaldamento e raffreddamento possa sufficientemente rappresentare globalmente quello che il vessel del calcestruzzo del reattore dovrebbe avere in un periodo lungo.



H. BENZLER - Euratom : Ist Ihre Frage damit hinreichend beantwortet?

H. WENGLER - Farbwerke Hoechst: Zu einem Teil. Aber meine Frage ging weiter. Wenn ich jetzt BHT beispielsweise mit  $350^{\circ}\text{C}$  diesen Wechseln unterziehe, diesen 5 oder 6 Wechseln, ist er dann bereits im Gleichgewicht oder haben wir dann auch noch eine absinkende Tendenz?

M. CRISTIANI - Snam Progetti:

A  $350^{\circ}$  gradi non ho i dati. A questo sinceramente non saprei rispondere. Io ritengo che a  $350^{\circ}$  dovremmo già essere in equilibrio pero' sinceramente in questo momento non posso rispondere. Poi potrei prendere il Suo indirizzo e risponderLe per lettera vedendo i dati che ho a Milano.

M. MARECHAL - CEBTP: Je voudrais poser deux questions à M. Cristiani.

La première concernant le fluage: Je voudrais savoir si le chargement des éprouvettes de fluages a été fait après un certain temps de chauffage, et quelle est cette valeur de temps de préchauffage avant la mise en charge? Afin de les comparer avec nos propres essais que nous avons déjà présentés il y a deux ans.

Ensuite concernant la conductivité thermique: J'aurais voulu qu'il soit mentionné le gradient thermique sous lequel a été fait l'essai, et si possible l'épaisseur de l'échantillon et la vitesse de chauffe avant la mesure. Et en particulier un point singulier concernant le maximum à  $85^{\circ}\text{C}$  que nous avons trouvé à  $65^{\circ}\text{C}$ .

M. CRISTIANI - Snam Progetti:

Dunque ora per rispondere alla 1a domanda rispondo così :

Nelle prove di scorrimento a caldo il carico é stato applicato un giorno dopo l'inizio del riscaldamento, cioè i campioni sono andati alle temperature stabilite, dopo un giorno abbiamo applicato un carico. Questa era la prima domanda per lo scorrimento.

Poi nelle prove di conducibilità queste sono state eseguite, diciamo, fuori del mio laboratorio; il gradiente era dell'ordine di una ventina di gradi, il gradiente tra faccia e faccia . Poi non ho ben compreso le altre domande sulla conducibilità. Chiedo scusa, se potesse ripetere..

M. MARECHAL-CEBTP: La vitesse de chauffe des échantillons pour passer d'un point à un autre, pour passer d'une température à une autre, et en particulier, cela a une très grande importance sur le point singulier à  $85^{\circ}$ . Les mouvements convectifs de la vapeur à l'intérieur des pores dépendent de la vitesse de freinage de l'eau.

M. CRISTIANI - Snam Progetti:

Ecco, anche su questo punto credo di non essere in grado di rispondere. Anche qui io ritengo di prendere nota e di rispondere per lettera, perché credo che proprio sia un punto molto importante. E anche perché queste prove sono state eseguite fuori come dico del mio laboratorio, presso la Centrale di Latina dove c'è un laboratorio di calcestruzzo e se n'è occupato direttamente l'ing. Crispino. Io prenderò nota di questo poi invierò una lettera.

M. SCOTTO - ENEL:

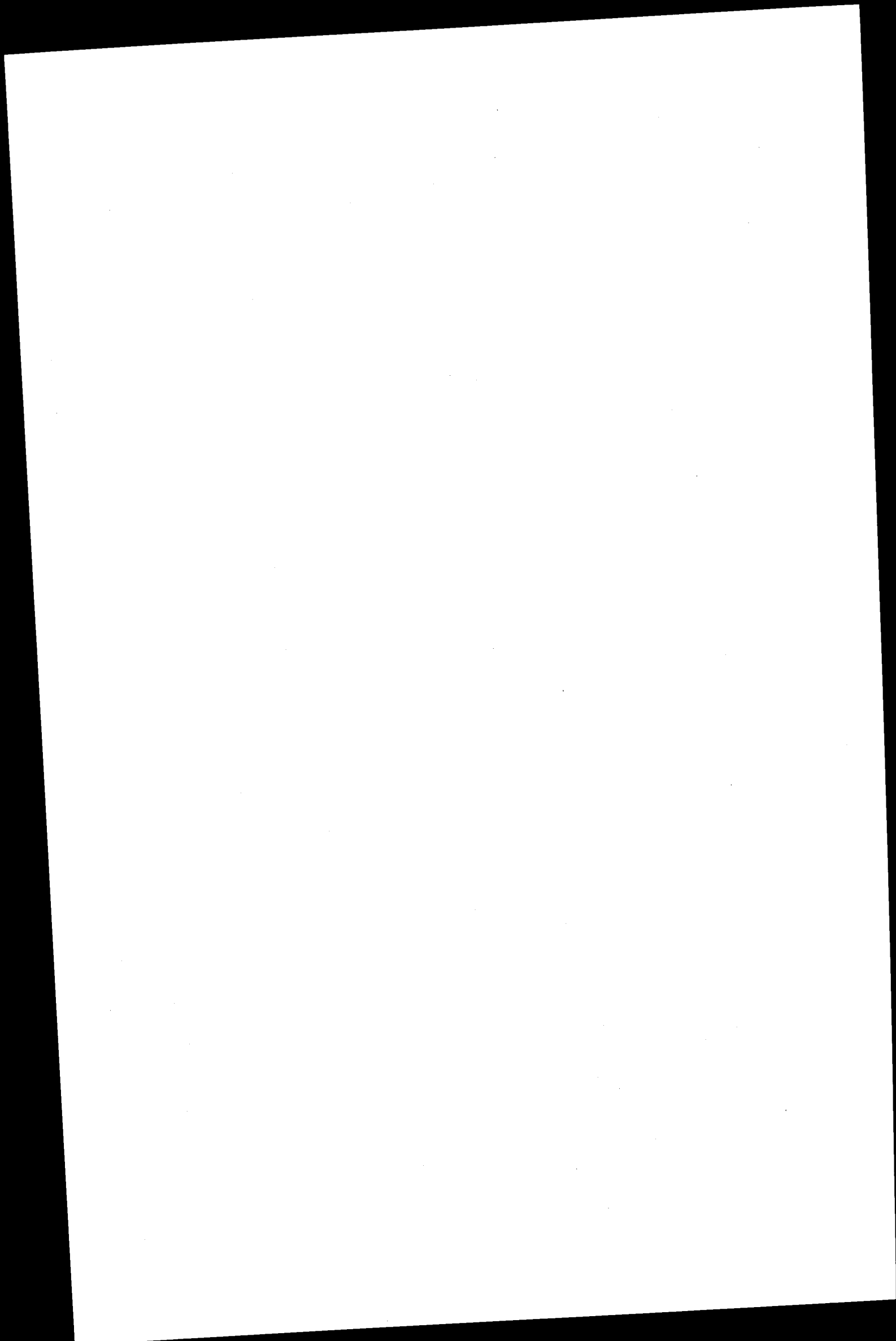
Mi pare che lo spirito di queste prove sia di fornire degli elementi per la progettazione di contenitori caldi. Il problema fondamentale è quindi quello delle grosse dimensioni e quello dei transitori di temperatura all'inizio del riscaldamento del vessel. Vorrei pertanto chiedere ai due ricercatori come si possono correlare o se hanno pensato come correlare i dati ricavati su piccoli campioni alle grandi dimensioni reali. Grazie.

M. CRISTIANI - Snam Progetti:

Il problema della correlazione dei dati è un problema effettivamente molto grosso e il contratto prevede anche che si facciano delle ipotesi o una trattazione di questo. Quando avremo completato tutta la nostra serie di dati, questa verrà credo nel giro di tre-quattro mesi, affronteremo il problema della correlazione. Riconosco che non è un problema facile.

M. VAN DER SCHAAF - Bredero: The mentioned problem is indeed the greatest problem. But there are some occasions, in which it is possible to say enough about the strength and quality of the concrete, p.i. the flectural strength must always be mesured by specimens of 10 by 10 cm<sup>2</sup>, then is this too small for direct corelation with practice. In this case, an investigation on semi-technical scale is necessary. Another question is the heat-conductivity, when on a small specimen of about 5 to 10 cm thickness, the thermo-couples are fixed with cement. There is no warmth resistance in this cementing. The values we found are greater than what is found in litterature. In litterature the values are found with another method of fixing thermo-couples. And therefore we can say, that the heat-conductivity, that we found for this concrete is valid also for great dimensions.

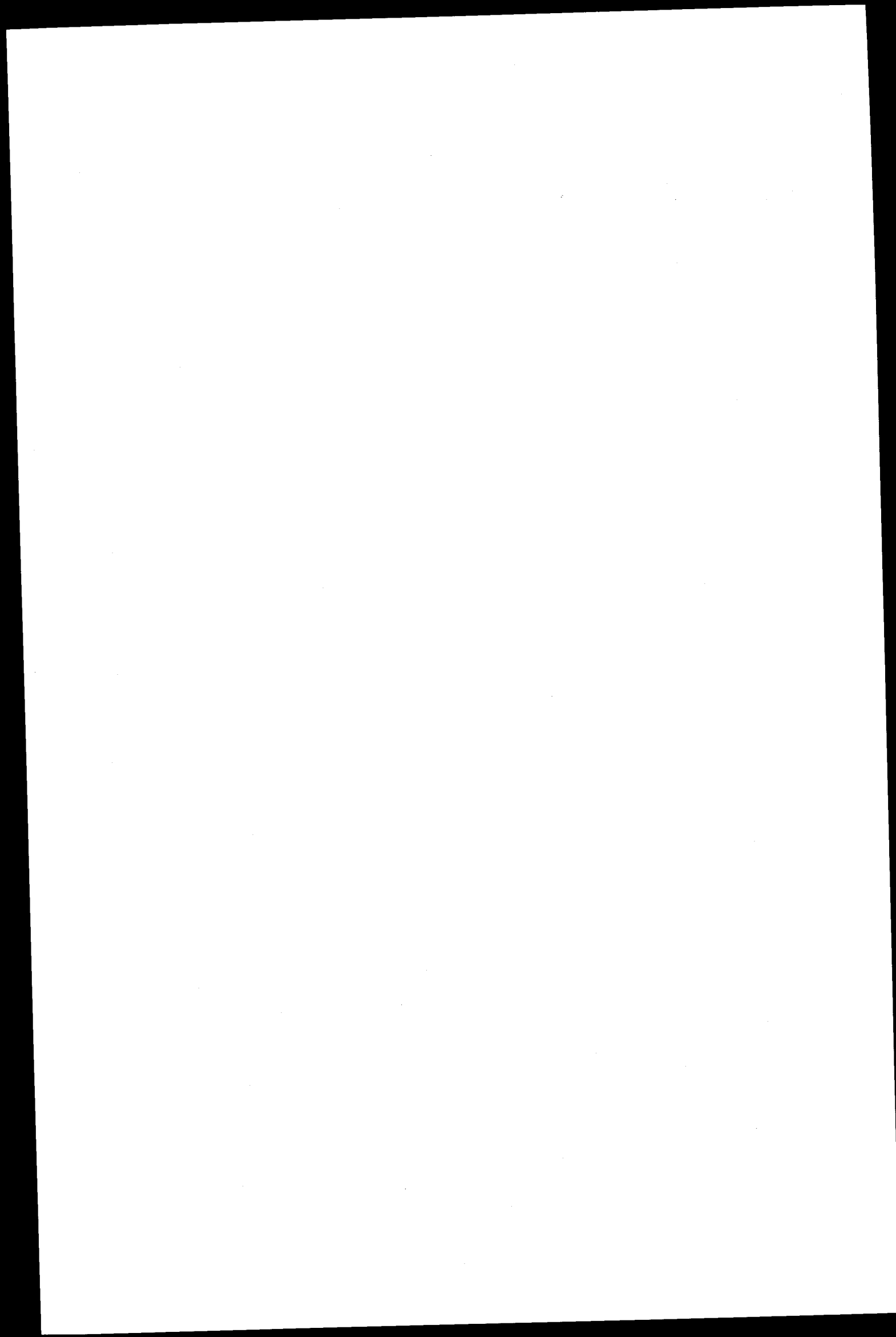
-----



BETON CALORIFUGES STABLES SOUS TEMPERATURE  
ET SOUS PRESSION DE CO<sub>2</sub>

F. DUBOIS

Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay



BETONS CALORIFUGES STABLES SOUS  
TEMPERATURE ET SOUS PRESSION DE CO<sub>2</sub>

-:-:-

I - INTRODUCTION -

Un contrat a été confié par Euratom au C.E.A. pour définir et mettre au point deux bétons calorifuges ne comportant que des constituants - liants et granulats - facilement disponibles et économiques, dont la mise en oeuvre pourrait s'effectuer par les techniques conventionnelles.

Au cours de ces dernières années, l'évolution des centrales nucléaires du type gaz-graphite peut être caractérisée par l'adoption du caisson en béton précontraint et l'intégration des échangeurs dans le caisson. Cette évolution a permis d'envisager l'augmentation de la pression et des températures de fonctionnement du réacteur.

Afin d'éviter les pertes d'énergie et pour assurer la protection du caisson en béton précontraint constituant l'enveloppe du réacteur, l'utilisation de certains bétons peut être envisagée comme matériau d'isolation thermique.

Ces bétons calorifuges doivent répondre aux impératifs suivants :

- 1) - résister à des températures de l'ordre de 450° C
- 2) - posséder une conductivité thermique inférieure à 0,5 Kcal/h/  
m/°C

.../...

- 3) - pouvoir être utilisés en atmosphère de gaz carbonique sous une pression de 40 bars
- 4) - posséder un module d'élasticité ainsi qu'un coefficient de dilatation aussi faibles que possible pour réduire les contraintes thermiques
- 5) - résister à des doses de rayonnements neutroniques de l'ordre de  $2 \cdot 10^{19}$  neutrons /cm<sup>2</sup> d'E > 1 MeV
- 6) - conserver leurs propriétés physiques et mécaniques pendant au moins 20 ans.

Ces caractéristiques sont difficilement compatibles. En effet, un béton capable de résister à une température de 450° C doit être lié par un ciment alumineux dont on peut douter de l'efficacité après un séjour prolongé en atmosphère de CO<sub>2</sub>.

D'autre part, un béton résistant à de fortes pressions, et surtout, à de fortes variations de pression, doit posséder de hautes caractéristiques mécaniques ; les pores sont donc un facteur défavorable ; la seule porosité admissible est la porosité ouverte, de manière à éviter l'écrasement des cloisons lors d'une variation de pression. Au contraire, un bon matériau isolant, est un corps poreux, car le coefficient de conductivité thermique de l'air est très faible. (0,02 Kcal.m<sup>-1</sup>.h<sup>-1</sup>.°C<sup>-1</sup>) mais il est souhaitable que les pores soient fermés et de petite dimension pour éviter les courants de convection.

Il apparaît donc difficile de mettre au point un béton calorifuge utilisable sous pression de gaz, car les exigences sont incompatibles. On peut s'efforcer cependant de réaliser un compromis entre l'isolement thermique et la tenue mécanique.

.../...



Le choix des matériaux constitutifs du béton (granulats) joue un rôle primordial, car à porosité égale, tous les corps n'ont pas les mêmes caractéristiques mécaniques, et une utilisation judicieuse peut permettre d'approcher au mieux des qualités requises.

Pour réaliser un matériau calorifuge qui doit supporter une pression de gaz carbonique, il sera nécessaire, quel que soit le liant finalement retenu, d'élaborer un béton aussi compact que possible, avec un dosage minimum en eau.

Ce sont là en effet les deux critères qui doivent assurer la pérennité de l'ouvrage dans les conditions imposées.

Il apparaît cependant que ces deux conditions sont en opposition avec les normes de réalisation d'un bon matériau calorifuge, dont la conductibilité thermique doit être faible.

Il sera donc nécessaire, dans la suite de l'étude, de définir un compromis entre ces diverses exigences.

.../...

## II - CHOIX DES LIANTS ET ESSAIS PHYSICO-CHIMIQUES -

### A. - Introduction :

Une recherche bibliographique a été entreprise pour sélectionner des liants susceptibles d'être utilisés dans la mise en oeuvre de deux bétons calorifuges, isolants, pour les réacteurs de la filière "gaz-graphite".

On ne connaît aucune étude de l'action simultanée et prolongée sur les bétons, de la chaleur et du gaz carbonique sous pression. Néanmoins, afin d'avoir une vue d'ensemble du problème, la recherche bibliographique a été menée simultanément sur les liants inorganiques et les liants hydrauliques.

Cette recherche a finalement conduit à deux solutions.

La première consiste à retenir parmi les liants hydrauliques, ceux dont la teneur en chaux est faible.

La seconde solution fait appel aux liants chimiques à base d'acides "plus forts" que l'acide carbonique. Les plus intéressants sont les phosphates tri-substitués.

A la suite d'essais préliminaires, des études physico-chimiques ont été entreprises sur les liants alumineux et sur le phosphate neutre d'aluminium dont la cohésion mécanique n'a été que très faiblement altérée par une élévation de la température et par la carbonatation.

.../...

Ces études physico-chimiques qui comprennent des essais thermiques et mécaniques en atmosphère de gaz carbonique, ont conduit à un choix définitif de deux liants dont les caractéristiques essentielles devaient être les suivantes :

- faire prise à température ambiante
- être mis en oeuvre par les techniques conventionnelles
- résister à la corrosion par l'anhydride carbonique à la pression de 50 bars jusqu'à 500° C
- présenter une dilatation, si possible continue et de l'ordre de  $10^{-7}$  /m/°C
- présenter un minimum de retrait et de gonflement

B. - Conditions générales des essais physico-chimiques sur les liants :

Les études physico-chimiques des liants hydrauliques ont été réalisées sur des "pâtes normales".

Dès leur préparation, les pâtes sont moulées sous forme de micro-éprouvettes cylindriques de hauteur 20 mm et de diamètre 11,3 mm ; la section est donc voisine de 1 cm<sup>2</sup>. Elles sont ensuite conservées dans les 18 milieux suivants :

- 1. - en armoire climatisée :
  - 1.1 - à 20° C dans l'air à 50 % d'humidité relative
  - 1.2 - à 20° C dans l'eau
  - 1.3 - à 20° C dans l'anhydride carbonique à la pression atmosphérique

.../...

2. - en étuve :

2.1 - à 105° C	dans l'air	à la pression atmosphérique
2.2 - à 150° C	"	" "
2.3 - à 250° C	"	" "
2.4 - à 350° C	"	" "
2.5 - à 450° C	"	" "

3. - en autoclave, en atmosphère de gaz carbonique, à la pression atmosphérique, aux mêmes températures que précédemment

4. - en autoclave sous une pression de gaz carbonique de 40 bars, aux mêmes températures.

Les essais thermiques et mécaniques sont réalisés sur les éprouvettes qui ont été conservées dans chacune de ces ambiances pendant des temps de 27, 28 et 90 jours.

Cinq éprouvettes sont fabriquées pour chaque échéance de temps et pour un mode de conservation donné, ce qui représente au total près de 400 éprouvettes pour un type de liant.

Les résistances en traction et en flexion ainsi que le module d'élasticité, sont mesurés sur des éprouvettes de mortier de dimensions 4 x 4 x 16 cm, confectionnées avec les granulats retenus pour l'étude, c'est à dire l'alumine globulaire et l'argile expansée.

.../...

Les études de base sur les liants chimiques, sont réalisées dans les mêmes conditions que pour les liants hydrauliques.

C. - Caractéristiques des liants soumis aux expérimentations physico-chimiques :

1. - Les liants hydrauliques alumineux :

La Société Lafarge fabrique trois types de liants hydrauliques alumineux désignés sous les noms de :

- ciment Fondu Lafarge
- " Secar 250
- " Super Secar

Obtenus par cuisson d'un mélange en proportions définies, de calcaire et de bauxite ou d'un mélange de produits plus purs tels que la chaux et l'alumine, ils ont pour constituant minéralogique essentiel, l'aluminate monocalcique  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{CaO}$ . L'aluminate monocalcique peut être considéré comme l'élément actif des liants alumineux, il confère dans sa forme hydratée, les résistances mécaniques aux ciments durcis.

Les échantillons utilisés pour les essais répondent aux principales caractéristiques suivantes :

.../...

a) - analyses chimiques :

Les compositions sont données en poids pour 100 g. de liant anhydre, dans le tableau I :

	Fondu	Secar	Super Secar
Pertes au feu	0,25	1,55	1,60
SiO <sub>2</sub>	4,23	11,15	4,80
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	37,50	60,20	78,00
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	20,50	0,30	0,00
CaO	37,60	27,60	17,90
MgO	0,12	0,00	
TiO <sub>2</sub>	1,70	0,00	

Tableau I

b) - masses volumiques et surfaces spécifiques Blaine :

Les valeurs obtenues sont rassemblées dans le tableau II :

Nature du liant	Surface spécifique Blaine cm <sup>2</sup> /g.	Masse volumique g/cm <sup>3</sup>
Fondu	2 420	3,27
Secar	3 120	3,02
Super Secar	6 000	3,25

Tableau II

.../...

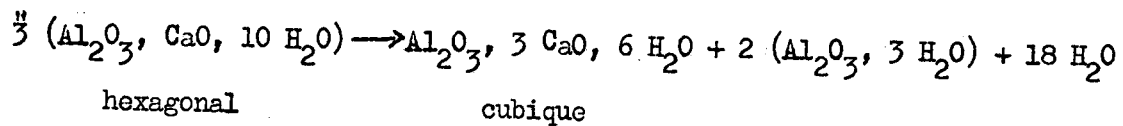
Les mesures des densités ont été faites par pycnométrie dans du tétrachlorure de carbone à la température de 20° C. Les valeurs ainsi obtenues seront utilisées dans le calcul de la formulation des bétons.

c) - chaleurs d'hydratation :

Les quantités de chaleur dégagées par les réactions exothermiques d'hydratation des ciments alumineux, sont importantes à connaître.

D'une part elles sont à l'origine des retraits thermiques et des fissurations.

D'autre part elles sont susceptibles de provoquer une élévation suffisante de la température dans la masse du matériau qui fait prise, en entraînant une transformation structurale des aluminates de calcium conformément à la réaction :



Par la méthode de la "bouteille isolante", on a trouvé, pour les 3 ciments alumineux qui ont été étudiés, des valeurs sensiblement voisines pour les chaleurs d'hydratation. Elles sont de l'ordre de 120 calories par gramme de ciment, après 7 jours d'évolution du système solide-liquide.

.../...

d) - mesures du "début de prise" des liants alumineux :

Les temps de "début de prise" des liants alumineux étudiés, sont donnés dans le tableau III :

Fondu	4 h 5 mn
Secar 250	4 h 20 mn
Super Secar	3 h 10 mn

Tableau III

Ces valeurs ont été obtenues à 20° C. Une élévation de la température du milieu de conservation agit dans le même sens qu'un catalyseur positif des réactions ciment-eau, et permet de réduire considérablement les temps de "début de prise". Cette propriété peut être mise à profit dans les techniques d'étuvage pour la préfabrication. On a constaté que vers 70° C environ, la prise du ciment Fondu est quasi-instantanée.

2. - Les phosphates d'aluminium :

Les phosphates d'aluminium sont obtenus à partir d'alumine pure hydratée  $Al(OH)_3$  et d'acide orthophosphorique  $H_3PO_4$  de densité 1,7 en solution aqueuse à 85 %.

L'étude des possibilités d'obtention d'une cohésion mécanique par le phosphate d'aluminium, a été menée parallèlement à celle des liants hydrauliques.

.../...



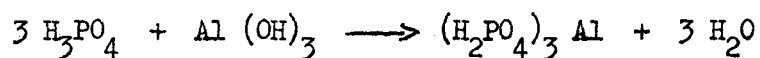
Les premières expérimentations ont montré que le phosphate d'aluminium pouvait faire prise de deux manières différentes :

- l'une par une prise à froid. La liaison chimique qui confère la cohésion au matériau est alors obtenue par un phosphate hydraté, dont la constitution est probablement analogue à celle d'un silicate de calcium hydraté.

- l'autre par une prise à chaud. Elle résulte de la déshydratation du composé précédent, avec formation d'un composé isostructural de la silice.

a) - Préparation du liant :

La préparation du liant est basée sur la réaction suivante :



ce qui correspond au rapport moléculaire :

$$\frac{\text{Al}(\text{OH})_3}{\text{H}_3\text{PO}_4} = \frac{1}{3}$$

Pratiquement, pour que la réaction soit totale, il est nécessaire de prendre un léger excès d'alumine. L'acide phosphorique à 85 % est étendu de son volume d'eau et porté à la température de 80° C environ. On y incorpore alors lentement la poudre d'alumine hydratée, jusqu'à ce que la solution devienne limpide.

La solution de phosphate monosubstitué ainsi obtenue, est appelée liant. Ce liant est très fluide, à concentration moyenne et non agressif. Le monophosphate en solution a été identifié par diffraction des Rayons X.

.../...

b) - Evolution thermique du liant :

L'étude de l'évolution du liant phosphatique par élévation de la température, a été réalisée par analyse thermogravimétrique.

Entre 20 et 140° C l'eau de dilution de la solution est éliminée, il y a cristallisation du monophosphate  $(H_2PO_4)_3$  identifié aux rayons X. De 140° C à 200° C, ce phosphate se déshydrate, puis de 200° à 500° C environ, il y a transformation du phosphate monosubstitué en tétramétaphosphate  $Al_4 (P_4O_{12})_3$ .

La prise définitive du liant semble donc avoir lieu, sous forme de tétramétaphosphate vers 500° C par séchage. Le procédé est donc inapplicable pour des ouvrages en grande masse.

c) - Liaison par le phosphate neutre :

Afin d'abaisser la température nécessitée par la prise du liant précédent, la possibilité de liaison par le phosphate neutre  $AlPO_4$ , a été étudiée.

Le liant utilisé est le même que précédemment, c'est le phosphate monosubstitué  $Al (H_2PO_4)_3$ . Sa neutralisation complète est réalisée à la mise en oeuvre du matériau par addition d'une partie réactive constituée par de l'alumine finement broyée (surface spécifique de l'ordre de 4000 cm<sup>2</sup>/g).

Par ce mécanisme la température de prise est amenée aux environs de 180° C.

Toutefois, il s'avère que le phosphate d'aluminium est très difficile à mettre en oeuvre en grande masse car l'élimination de l'eau qui apparaît dans les réactions de prise d'une solution d'acide phosphorique monosubstitué avec de l'alumine, se fait mal. On obtient alors, un produit dont les caractéristiques mécaniques sont nettement insuffisantes.

.../...

L'étude des liants sélectionnés pour la mise au point de 2 bétons calorifuges isolants a d'ac été poursuivie exclusivement sur les liants hydrauliques alumineux.

III - EXAMENS DES RESULTATS DES MESURES PHYSICO-CHIMIQUES REALISEES SUR LES LIANTS ALUMINEUX -

Les micro-éprouvettes des pâtes pures des ciments Fondu, Secar 250 et Super Secar, après avoir été conservées dans les différents milieux définis au paragraphe II, ont été soumises telles quelles ou sous forme pulvérulente à des examens physico-chimiques.

L'analyse thermique différentielle est utilisée pour étudier les transformations qui s'accompagnent d'une variation d'enthalpie.

L'analyse thermogravimétrique permet d'étudier les transformations qui se font avec des variations de la masse de l'échantillon.

La dilatométrie permet de déterminer les transformations qui provoquent des variations du coefficient d'expansion thermique.

Certaines éprouvettes des ciments hydratés ont été conservées après le gâchage, pendant 24 heures en étuve humide à 50° C. On provoque ainsi la cristallisation dans le système cubique des aluminates de calcium hydratés.

.../...

Les liants alumineux qui ont été hydratés dans leur forme thermodynamiquement stable, le système cubique, présentent une résistance plus grande à la fissuration par une élévation de la température, et corrélativement une résistance plus grande à la carbonatation.

#### A. - Thermogravimétrie :

Les courbes de déshydratation du ciment alumineux (figures 1 et 2) peuvent se subdiviser approximativement en un certain nombre de segments élémentaires caractérisés par des obliquités et des longueurs différentes. Ceci est caractéristique des différentes formes de liaisons hydrauliques ayant des niveaux énergétiques non identiques.

Les éprouvettes ont été étuvées à 105° C pendant un temps suffisamment long (24 heures environ) dans le but d'éliminer l'eau entraînée mécaniquement au moment de la prise. On constate alors que pour les éprouvettes conservées à 20° C dans l'air, l'eau ou le CO<sub>2</sub>, la première perte de poids s'effectue aux environs de 100° C et que les autres changements de pente s'effectuent vers 300° C, 630° C et 850° C. La perte d'eau la plus importante se situe entre 100° et 300° C environ, près de 80 % de l'eau d'hydratation est ainsi éliminée ; 10 % environ de l'eau utilisée au gâchage des éprouvettes, n'est pas absorbé par les réactions d'hydratation.

Les éprouvettes de ciment alumineux conservées à 50° C dans l'air ou dans l'eau conduisent à des thermogrammes d'allure légèrement différente (figure 3). On constate d'abord que les éprouvettes conservées à l'air sont très mal hydratées. Le premier départ d'eau se situe vers 240° C : il est important et de l'ordre de 13 % en poids de l'échantillon (environ 80 % de l'eau d'hydratation). Les autres changements de pente se situent vers 350° C et 650° C. A 900° C la déshydratation est totale.

.../...

Le changement d'allure des thermogrammes, des éprouvettes conservées à 50° C, s'explique par le fait qu'à cette température les aluminates hydratés du ciment, cristallisent dans un système de type cubique, qui est leur forme thermodynamiquement la plus stable.

Il ne semble pas que la conservation des éprouvettes de ciment alumineux en atmosphère de gaz carbonique à 20° C affecte le comportement du liant hydraté. La carbonatation est vraisemblablement superficielle et "auto-protectrice". Les thermogrammes obtenus dans ce cas (figure 2) sont analogues à ceux obtenus pour une conservation dans l'air aux mêmes échéances.

Le changement de pente correspondant à la décomposition de la calcite, n'apparaît jamais sur les diagrammes qui ont été réalisés.

#### B. - Dilatométrie :

Les micro-éprouvettes soumises aux essais de dilatométrie sont démoulées au bout de 24 heures environ, puis placées à 20° C dans l'air, l'eau ou le gaz carbonique à pression atmosphérique. Aux échéances habituelles, elles sont portées à 105° C dans une étuve pendant 24 heures environ pour éliminer l'eau libre en excès. On diminue ainsi l'influence relative, sur les variations de dimensions, de la quantité d'eau utilisée au gâchage.

Pour chaque composition on mesure le coefficient moyen de dilatation linéaire  $\bar{\alpha} = \frac{\theta_1}{\theta_2}$  obtenu après un premier chauffage jusqu'à 1000° C.

.../...

On donne (figures 4 et 5) les diagrammes de dilatation obtenus pour des éprouvettes de ciment alumineux conservées jusqu'à 90 jours dans l'eau et le gaz carbonique à 20° C. Ces thermogrammes correspondent aux premiers cycles de chauffage dans l'air à 150° C/h.

On remarque l'existence d'une dilatation des éprouvettes jusqu'à 150° C environ, suivie d'une brusque contraction jusqu'à 400° C, puis d'une dilatation jusqu'à 850° C, suivie d'une nouvelle contraction. Il est probable que la première contraction importante, corresponde au départ de l'eau liée chimiquement, la deuxième au frittage des aluminates et des silicates. Le retrait total enregistré est de l'ordre de 20 mm par mètre. Pour les éprouvettes conservées en atmosphère de gaz carbonique, il est légèrement plus faible, l'allure des courbes est différente, en particulier le premier retrait de 120° C à 350° C est nettement moins important.

La courbe obtenue au refroidissement est réversible ; elle coïncide avec la courbe de deuxième chauffage.

On trouve :

- pour le ciment Fondu	$\bar{\alpha}$	1000° C	$\neq 9.10^{-6}$
		20° C	
- pour le Secar 250	$\bar{\alpha}$	1000° C	$\neq 7.10^{-6}$
		20° C	
- pour le Super Secar	$\bar{\alpha}$	1000° C	$\neq 6.10^{-6}$
		20° C	

.../...

Les diagrammes d'analyse thermique différentielle des ciments alumineux sont caractérisés par 2 crochets endothermiques importants situés vers 100° C et 300° C. Ils correspondent aux départs d'eau que l'on enregistre aux mêmes températures par thermogravimétrie. La courbe du ciment Super Secar présente un pic exothermique de faible surface vers 830° C.

Aucun pic, qui pourrait caractériser un phénomène dû à la carbonatation éventuelle, n'est apparu.

Les ciments Fondu Lafarge, Secar 250, et Super Secar qui contiennent respectivement 40, 70 et 80 % d'alumine, ont été soumis à des essais de conservation à température élevée, et à des essais de corrosion par le gaz carbonique anhydre.

A la pression atmosphérique la carbonatation des liants alumineux est lente et, de ce fait, difficile à mettre en évidence par les méthodes habituelles. Par contre pour des pressions plus élevées de  $\text{CO}_2$ , l'attaque est plus rapide, et entraîne un changement de coloration uniforme des pâtes hydratées. Les essais de conservation de courte durée, en atmosphère carbonique n'altèrent que très faiblement les propriétés mécaniques des ciments durcis.

Les températures de conservation dans les fours ont été maintenues pendant des périodes de 1 mois. Le prélèvement des échantillons qui sont utilisés pour les mesures physico-chimiques, s'effectue donc à la fin de chaque palier de température à :

105° C

150° C

250° C

350° C

450° C

.../...

Ces traitements n'ont apporté aucune modification importante dans l'analyse physico-chimique des liants hydratés. On observe simplement une disparition de toutes les transformations caractéristiques qui existaient aux températures inférieures aux températures de cuisson.

Aucune attaque importante des éprouvettes par l'anhydride carbonique, ne contenant pas plus de 4 ppm d'eau à la pression atmosphérique, n'a lieu avant la température de 300° C.

Si l'on admet que le principal constituant de ces liants qui ont été hydratés vers 50° C est l'aluminate tricalcique hexahydraté  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{CaO} \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$ , cubique, on peut rapprocher le mécanisme de carbonatation des liants alumineux du mécanisme de carbonatation de ce composé (figure 6).

Les thermogrammes de l'aluminate tricalcique, effectués dans l'air et le  $\text{CO}_2$  à la pression atmosphérique et à la vitesse de montée en température de 60° C/h., montrent que la fixation du  $\text{CO}_2$  s'amorce vers 300° C, alors que la première perte d'eau, qui est aussi la plus importante, s'achève à cette même température.

On observe après la carbonatation des liants alumineux, une amélioration des caractéristiques mécaniques des éprouvettes de pâtes pures, qui ont été conservées en atmosphère agressive pendant des temps n'excédant pas 30 jours. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que le gel de ciment initial est progressivement remplacé par du carbonate de calcium cristallisé enrobé dans de l'alumine hydratée, et que l'adhérence entre ces nouveaux cristaux est supérieure à celle qui existe entre les cristaux de la pâte initiale.

Des essais de conservation de longue durée, d'éprouvettes de pâtes pures, en atmosphère d'anhydride carbonique sous pression, permettront de mieux connaître les conséquences du phénomène de carbonatation des liants alumineux.

.../...



### III - EXAMEN DES MATERIAUX UTILISABLES POUR LA REALISATION DES BETONS CALORIFUGES -

On peut rappeler, qu'à l'image des bétons réfractaires traditionnels, les bétons calorifuges sont constitués d'un mélange de liant chimique ou hydraulique (ciment réfractaire) et d'une série de granulats à la fois réfractaires et isolants.

#### A. - Le liant :

Le choix du liant est un problème fondamental qui a nécessité, comme nous venons de le voir, une étude séparée.

On peut toutefois remarquer, que la pâte liante qui sert à fixer entre eux les granulats n'est pas isolante.

On lui fait subir parfois une expansion à l'aide de poudre d'aluminium dégraissée, associée à un réactif chimique qui joue le rôle d'accélérateur (soude). Il se produit dans la masse un dégagement d'hydrogène générateur de forte porosité.

Ce procédé n'a pas été retenu dans la présente étude, car le gonflement du béton, voisin de 10 % complique la mise en oeuvre sur chantier ; il ne peut être appliqué valablement que sur des éléments préfabriqués.

.../...

B. - Les granulats :

Dans les conditions d'utilisation envisagées, seuls les granulats alvéolaires pourront procurer ses propriétés isolantes au béton. Ces granulats peuvent être d'origine et de composition diverses.

Les principaux granulats disponibles sur le marché sont les ponces, les pouzzolanes, les laitiers expansés, la vermiculite, la perlite, les argiles expansées et les oxydes globulaires.

Ces deux derniers matériaux ont été retenus en raison de leurs bonnes qualités mécaniques.

Le seul obstacle à priori était leur porosité fermée, qui pouvait laisser craindre une destruction lors d'une décompression rapide de gaz. Les essais effectués ont permis d'écarter ces craintes.

C. - Approvisionnement des granulats :

Deux granulats ont donc été retenus pour la confection des bétons calorifuges :

1. - les argiles expansées, produites par la Compagnie Française des Agrégats Légers "Leca-France" : 173 Bd. Magenta - PARIS

2. - les aluminés globulaires, provenant de la Société des Abrasifs du Sud-Ouest, 23 bis rue Balzac - PARIS.

.../...

D. - Etude physique et chimique des granulats :

1. - Argiles expansées "Leca" : Elles sont livrées en 3 fractions granulométriques 0,3/3, 3/10, 10/20.

Leurs poids au litre, après compactage, s'établit comme suit :

10/20 .....	510 g/l.
3/10 .....	580 g/l.
0,3/3 .....	950 g/l.

La masse spécifique apparente, déterminée par la méthode dite des "3 flacons" conduit aux valeurs suivantes :

10/20 .....	0,88 g/cm <sup>3</sup>
3/10 .....	1,01 g/cm <sup>3</sup>
0,3/3 .....	1,32 g/cm <sup>3</sup>

Masse spécifique réelle ..... 2,60 g/cm<sup>3</sup>

Granulats 10/20 .....	porosité ....	66 %
" 3/10 .....	" ....	61 %
" 0/3 .....	" ....	40 %

La distinction entre porosité fermée et porosité ouverte n'a pas été faite puisque dans les granulats d'argiles expansées, la porosité est en totalité fermée, c'est à dire que les pores ne communiquent pas avec l'extérieur.

.../...

## 2. - Les aluminés globulaires :

Les aluminés globulaires, désignées encore corindons globulaires, sont livrées en 2 granulométries 0,2 mm et 2/5 mm.

Leur poids au litre, après compactage, s'établit comme suit :

Alumine 2/5 .....	715 g/l.
Alumine 0/2 .....	1000 g/l.

La masse spécifique apparente, déterminée par la méthode des "3 flacons" conduit aux valeurs suivantes :

Granulométrie 2/5 ....	1,73 g/cm <sup>3</sup>
Granulométrie 0/2 ....	1,94 g/cm <sup>3</sup>

Après broyage, on a déterminé au pycnomètre la masse spécifique réelle de cette alumine : 3,84 g/cm<sup>3</sup>.

Par le calcul, on a estimé les porosités totales :

Alumine globulaire 2/5 ....	porosité ....	55 %
Alumine globulaire 0/2 ....	porosité ....	50 %

## 3. - Les produits d'addition :

Afin de permettre une mise en place facile du béton, il a été nécessaire de combler la lacune granulométrique en éléments fins des argiles expansées et des aluminés globulaires, par des produits d'addition utilisés en petite quantité. Le but final étant d'élaborer des bétons isolants, ces éléments fins ont été choisis en raison de leur faible masse spécifique. Ce sont l'amiante en poudre, la vilmolithe, l'alumine hydratée technique.

.../...

#### IV - COMPOSITIONS DES BETONS -

Les formules de composition de huit bétons ont été calculées. Ces bétons sont repérés par une lettre, de A à H.

Ces bétons sont associés par paire : A et B, C et D, etc... c'est à dire que dans chaque paire, on retrouve la même formule de composition à l'exception du ciment et de l'eau. Il y a en effet 2 ciments sélectionnés par l'étude des liants : le ciment Fondu (Lafarge) et le Super Secar (Lafarge).

Les formules ont été élaborées par la méthode Fuller-Bolomey, qui utilise moins d'éléments "gros" que la méthode Faury, mais qui permet une mise en place plus facile.

Les 2 premiers bétons, désignés A et B sont constitués avec, comme granulats de base, les argiles expansées. Ce sont des bétons d'isolation thermique pour lesquels il n'a pas été recherché de qualités complémentaires.

##### Formule pour l'obtention d'un m<sup>3</sup>

##### de Béton A

Argiles expansées 10/20 .....	170 kg
Argiles expansées 3/10 .....	200 kg
Argiles expansées 0,3/3 .....	280 kg
Ariante en poudre .....	80 kg
Ciment fondu .....	460 kg
Eau .....	260 kg
	<hr/>
	1 450 kg

.../...

Formule pour l'obtention d'un m<sup>3</sup>  
de Béton B

Argiles expansées 10/20 .....	170 kg
Argiles expansées 3/10 .....	200 kg
Argiles expansées 0,3/3 .....	280 kg
Amiante en poudre .....	80 kg
Ciment Super Secar .....	460 kg
Eau .....	270 kg
	<hr/>
	1 460 kg

Les bétons C et D sont confectionnés à partir des aluminés globulaires. En dehors de l'isolation thermique, qui est le but principal, on espère que la faible teneur en impuretés (fer, alcalino-terreux, etc...) limitera le degré d'activation sous l'effet des rayonnements neutroniques.

Formule pour l'obtention d'un m<sup>3</sup>  
de Béton C

Aluminés globulaires 2/5 .....	520 kg
Aluminés globulaires 0/2 .....	300 kg
Alumine hydratée .....	280 kg
Ciment fondu .....	560 kg
Eau .....	245 kg
	<hr/>
	1 905 kg

.../...

Formule pour l'obtention d'un m<sup>3</sup>  
de Béton D

Alumines globulaires 2/5 .....	520 kg
Alumines globulaires 0/2 .....	300 kg
Alumine hydratée .....	280 kg
Ciment Super Secar .....	560 kg
Eau .....	255 kg
	<hr/>
	1 915 kg

Avec les bétons E et F, on a recherché de bonnes qualités mécaniques associées aux qualités calorifuges. On a été conduit à adopter pour granulats les argiles expansées d'un diamètre inférieur à 10 mm.

En effet, les argiles expansées sont plus résistantes que les alumines globulaires, et la résistance intrinsèque du granulat varie en raison inverse de sa dimension ; ceci était prévisible comme le montrent les tableaux des pages précédentes, puisque la porosité croît avec la taille des granulats. De plus, le fait d'utiliser des granulats limités à 10 mm exige une quantité de ciment plus importante pour réaliser l'enrobage, et ceci est avantageux pour les résistances mécaniques. On remarquera que les résistances mécaniques sont obtenues au détriment de la légèreté, donc de la conductivité thermique.

On s'est efforcé de limiter cette densité, en adoptant pour élément fin la vilmolithe qui est le plus léger des sables semi-réfractaires.

.../...

Formule pour l'obtention d'un m<sup>3</sup>  
de Béton E

Argiles expansées 3/10 .....	320 kg
Argiles expansées 0,3/3 .....	430 kg
Vilmolithe .....	40 kg
Ciment fondu .....	600 kg
Eau .....	185 kg
	-----
	1 575 kg

Formule pour l'obtention d'un m<sup>3</sup>  
de Béton F

Argiles expansées 3/10 .....	320 kg
Argiles expansées 0,3/3 .....	430 kg
Vilmolithe .....	40 kg
Ciment Supor Secar.....	600 kg
Eau .....	195 kg
	-----
	1 585 kg

.../...



Les bétons G et H sont des bétons calorifuges auxquels des propriétés absorbantes ont été données en ajoutant des éléments à forte section efficace de capture de neutrons thermaux.

Le bore est un des éléments les plus favorables. Pour des raisons économiques dans un béton de protection, il est préférable d'utiliser un borate naturel. Les borates alcalins (ex : le borax) sont solubles et ne permettent pas le gâchage à l'eau du béton. Il reste les borates alcalino-terreux dont la variété commerciale la plus répandue est la colémanite :  $3 \text{ B}_2\text{O}_3, 2 \text{ CaO}, 5 \text{ H}_2\text{O}$ . Toutefois ces borates ne supportent pas les températures élevées : la dessiccation s'accompagne de nombreux désordres et la matière anhydre est elle-même sujette à de fortes anomalies de dilatation.

On préfère utiliser la colémanite fondue, qui se présente sous la forme d'un verre homogène, transparent, de couleur verte.

Cette colémanite vitreuse a été associée aux argiles expansées pour constituer les bétons G et H. La vilmolithe intervient uniquement pour la maniabilité des matériaux.

Formule pour l'obtention d'un m<sup>3</sup>

de Béton G

Argiles expansées 10/20 .....	180 kg
Argiles expansées 3/10 .....	240 kg
Argiles expansées 0,3/3 .....	100 kg
Colémanite fondue .....	250 kg
Vilmolithe .....	50 kg
Ciment fondu .....	460 kg
Eau .....	170 kg

1 450 kg

.../...

Formule pour l'obtention d'un m<sup>3</sup>  
de Béton H

Argiles expansées 10/20 .....	180 kg
Argiles expansées 3/10 .....	240 kg
Argiles expansées 0,3/3 .....	100 kg
Colémanite fondue .....	250 kg
Vilmolithe .....	50 kg
Ciment Super Secar .....	460 kg
Eau .....	180 kg
	-----
	1 460 kg

Teneur pondérale en bore : 38,5 kg soit 2,75 %

V - ESSAIS PRELIMINAIRES SUR LES BETONS -

Le béton est un matériau à propriétés variables dont il est intéressant de connaître l'évolution dans le temps. Par conséquent, pour chaque béton on procède aux essais suivants :

A. - essais standards sur éprouvettes 7 x 7 x 28 cm après conservation à 20° C dans l'air, dans l'eau et le gaz carbonique pendant

7, 14, 28, 90 jours et 180 jours

B. - essais après cycle de température de 1 mois à 250° C, puis 1 mois à 350° C, puis 2 mois à 450° C dans l'air d'une part et le CO<sub>2</sub> d'autre part

C. - essais après un cycle de 2 mois à 450° C sous 40 bars de CO<sub>2</sub>

Les mesures portent sur les variations de masse, de dimension, le module d'élasticité dynamique, et les résistances mécaniques en compression et traction.

.../...

RESULTATS DE MESURES EFFECTUEES APRES CONSERVATION

dans l'eau à 20°C

	7 Jours				14 Jours				28 Jours				90 Jours			
	$\Delta P$ Kg/m <sup>3</sup>	$\Delta 1$ $\mu/m$	R.C	R.T	$\Delta P$	$\Delta 1$	R.C	R.T	$\Delta P$	$\Delta 1$	R.C	R.T	$\Delta P$	$\Delta 1$	R.C	R.T
A	+109	- 40	141	26	+116	0	118	27	+134	- 10	120	28	+162	+30	151	29
B	+84,5	- 40	59	17	+ 98	+ 20	58	17	+102	+ 20	62	17	+116	+50	70	19,5
C	+ 70	- 20	187	44	+ 77		289	48								
D	+ 43		272	48	+ 43		221	33								
E	+ 32	- 70	276	48	+ 49	- 20	332	46,5	+ 77	+ 20	294	43				
F	+ 46	-50	245	46,5	+ 67	- 30	188	48								
G	+ 60	- 20	238	43	+ 81	- 20	194	39	+ 90	- 20	243	40,5				
H	+ 83	- 20	237	42	+ 92	+ 20	216	41	+ 95	+ 40	220	40				

$\Delta P$  en Kg/m<sup>3</sup> -  $\Delta 1$  en  $\mu/m$  - R.C en bars - R.T en bars -

RESULTATS DE MESURES EFFECTUEES APRES CONSERVATION

dans l'air à 20°C - 65 % H.R.

	$\Delta P$ Kg/m <sup>3</sup>	7 Jours $\Delta 1$ $\mu/m$	R.C bars	R.T bars	$\Delta P$	14 Jours $\Delta 1$	R.C	R.T	$\Delta P$	28 Jours $\Delta 1$	R.C	R.T	$\Delta P$	90 Jours $\Delta 1$	R.C	R.T
A	-72	-220	148	20	- 83	-280	165	28	- 91	-310	129	28	- 83	-350	188	29,5
B	-106	- 20	78	20,5	-137	-110	92	22	-148	-380	114	33	-150	-330	132	32,5
C	-31	- 90	263	51,5	- 56		292	55								
D	-42		193	39	-49		205	48,5								
E	-32	- 90	325	29	- 46	-180	266	32,5	- 54	-250	296	36				
F	-35	- 20	231	53,5	- 81	- 20	275	41								
G	-25	- 40	200	35	- 32	- 60	228	32	- 43	-140	253	31				
H	-18	+ 20	220	33	- 28	+ 30	205	27	- 28	- 10	261	20				

$\Delta P$  en Kg/m<sup>3</sup> -  $\Delta 1$  en  $\mu/m$  - R.C.en bars - R.T en bars -

RESULTATS DE MESURES EFFECTUEES APRES 2 MOIS A 450° C				
SOUS 50 BARS DE CO <sub>2</sub>				
BETON	R <sub>c</sub> (en bars)	R <sub>t</sub> (en bars)	MODULE(en bar)	Fixation de CO <sub>2</sub> estimé
A	143	12,5	49.290	88g/1 de béton
B	119	17,5	45.620	53g/1 de béton

## VI - CONCLUSION -

Il est encore trop tôt pour tenter de tirer une conclusion sur le comportement des huit bétons à l'action simultanée de la température et du CO<sub>2</sub> sous pression.

Cependant quelques observations peuvent être formulées à la suite des premiers résultats obtenus après une conservation de l'ordre de 90 jours à l'air et dans l'eau à 20° C.

.../...

Dans tous les cas l'incorporation de fibres d'amiante dans les bétons A et B augmente le retrait et diminue les caractéristiques mécaniques. Par contre elles peuvent laisser prévoir un meilleur comportement à la chaleur et à la fissuration du calorifuge.

Par contre le remplacement de l'amiante par la vilmolithe dans les bétons E et F améliore toutes les caractéristiques physiques et mécaniques.

En tant que granulats, l'emploi des argiles expansées semble plus approprié que les aluminés globulaires et permet d'atteindre de bonnes caractéristiques mécaniques.

Enfin si les premiers résultats sur les bétons ne le démontrant pas encore clairement, il semble, d'après les études physico-chimiques sur les liants, que les éprouvettes confectionnées en pâte pure de Super Secar se comportent mieux aux effets cumulés de la température et du  $\text{CO}_2$  sous pression que celles confectionnées en ciment alumineux fondu.

x

x

x

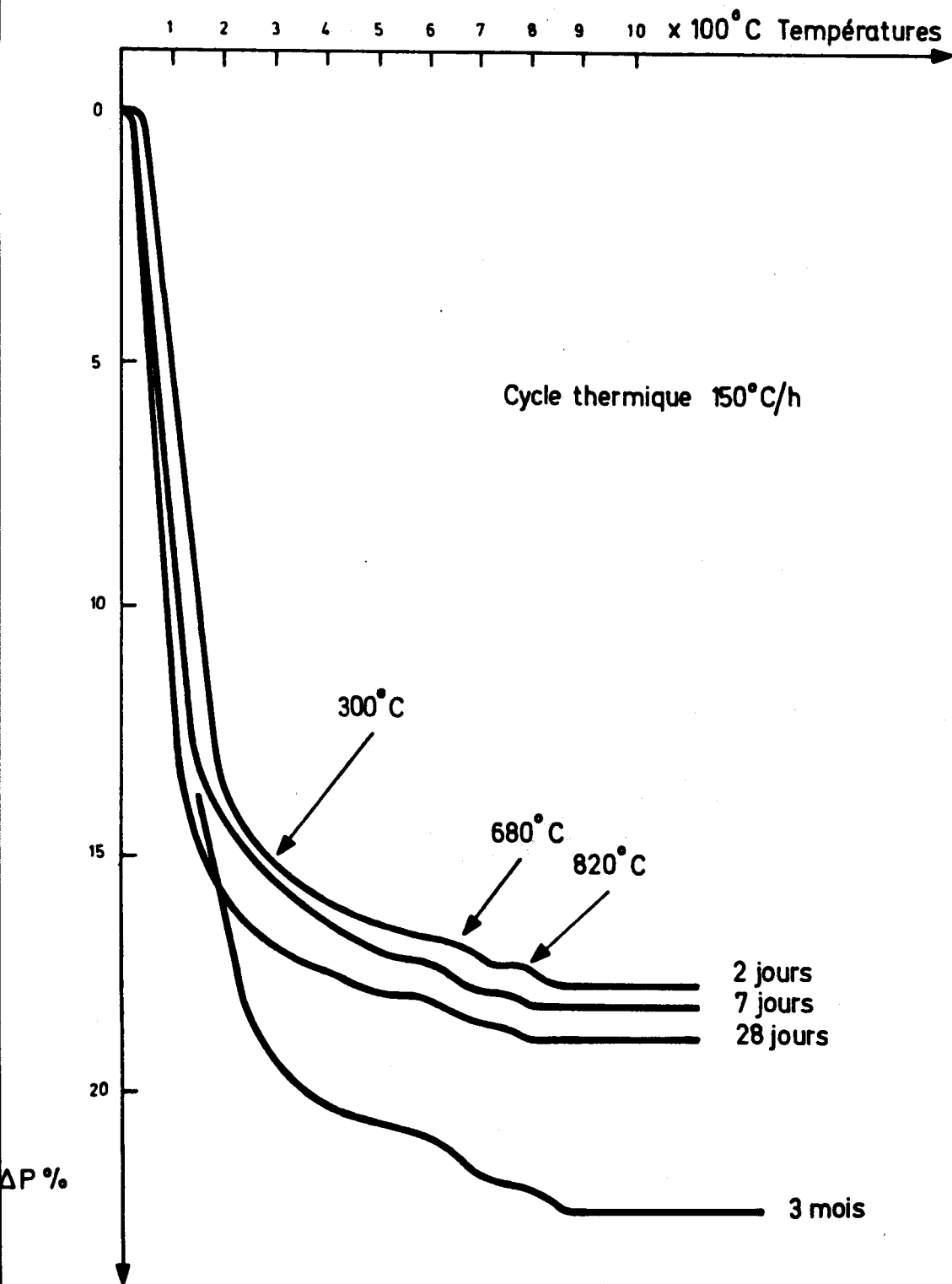


Fig.1\_Deshydratation du ciment alumineux conservé dans l'eau à 20°C

Laboratoire des études  
des bétons et des matériaux

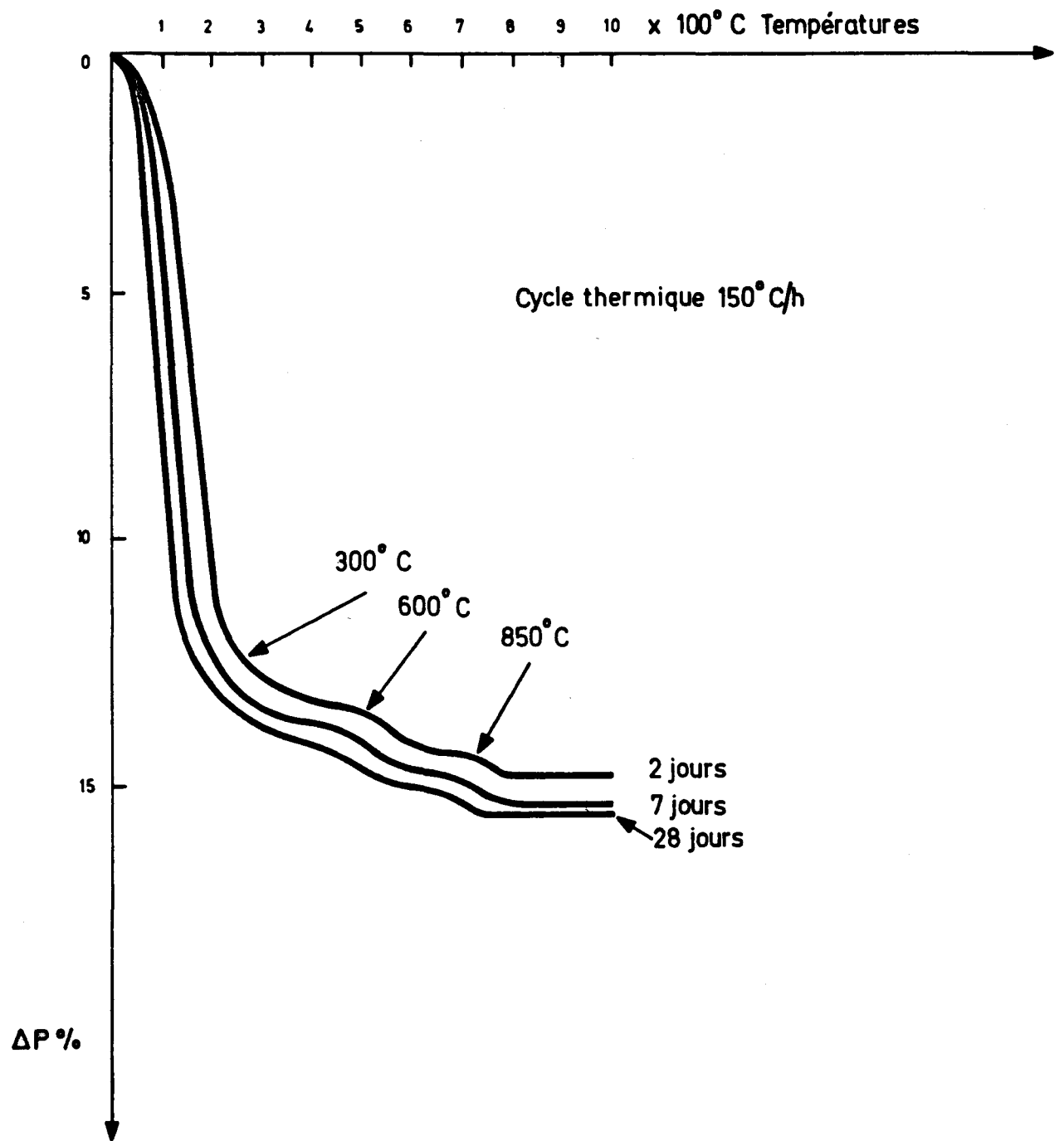


Fig2\_Thermogrammes de deshydratation du ciment alumineux conservé à  $20^\circ \text{C}$  dans le  $\text{CO}_2$

Laboratoire des études  
des bétons et des matériaux



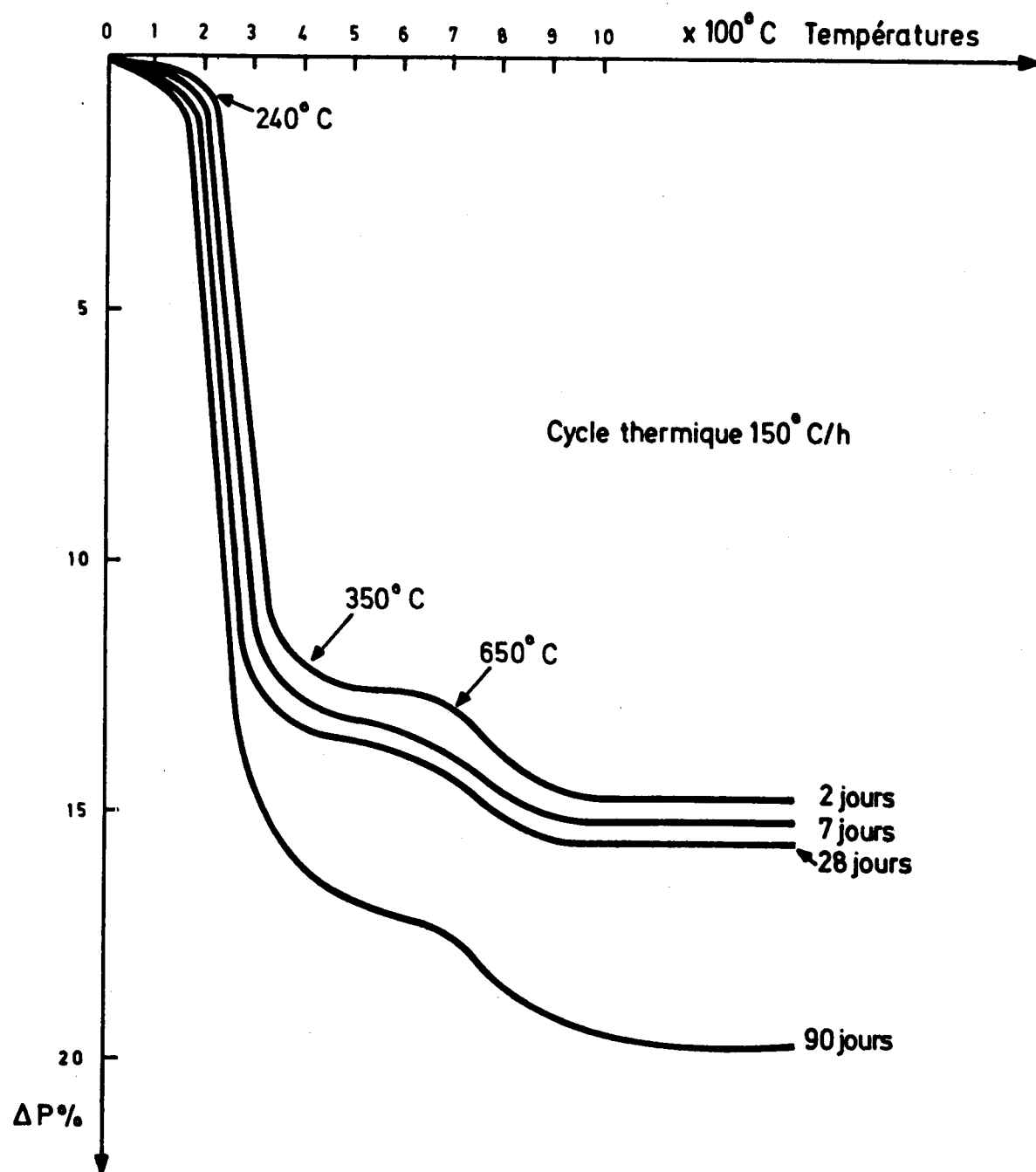


Fig. 3. Déshydratation du ciment alumineux conservé dans l'eau à  $50^\circ C$

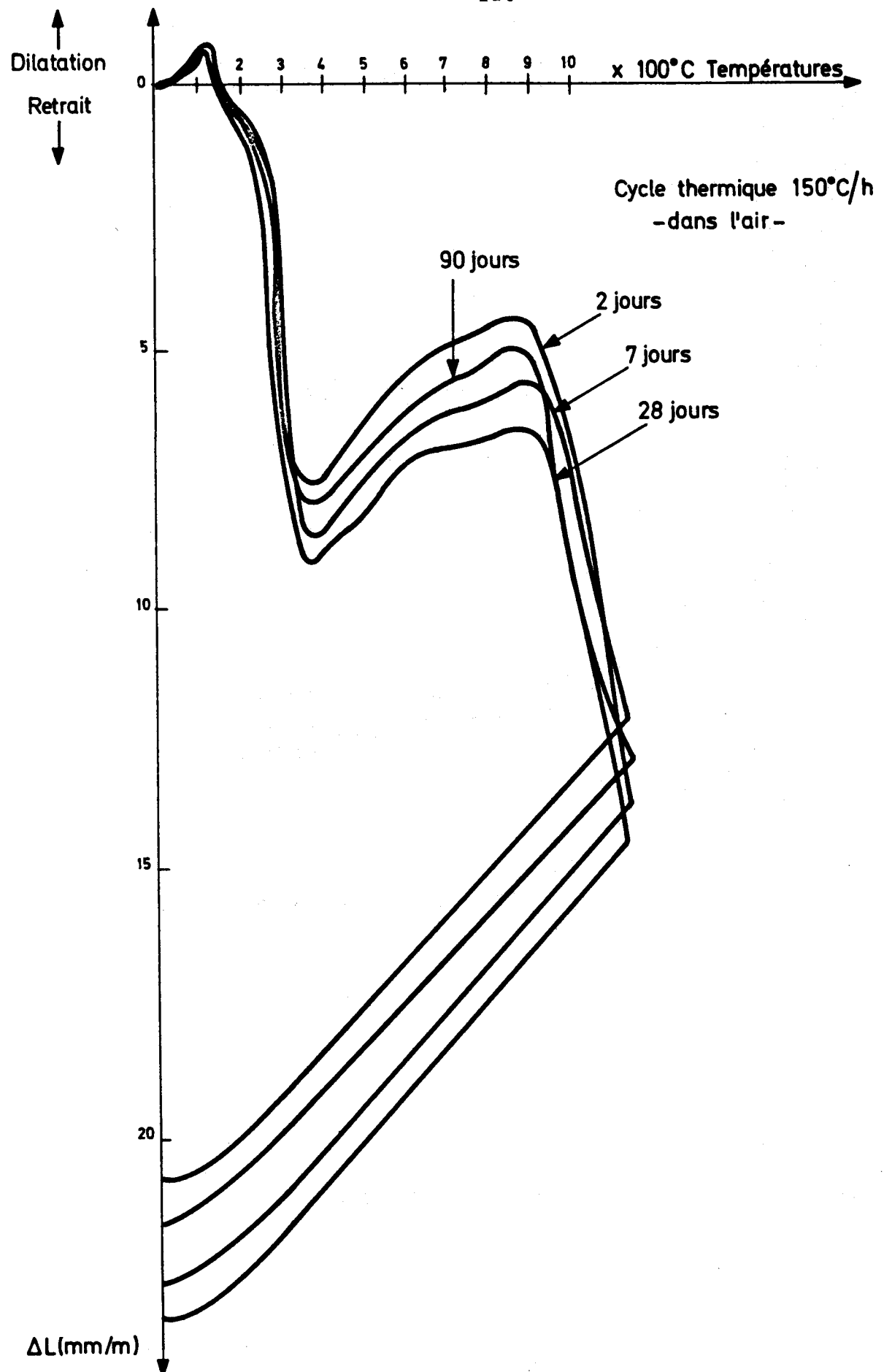


Fig. 4. Dilatation du ciment alumineux conservé dans l'eau à 20°C

Laboratoire des études  
des bétons et des matériaux

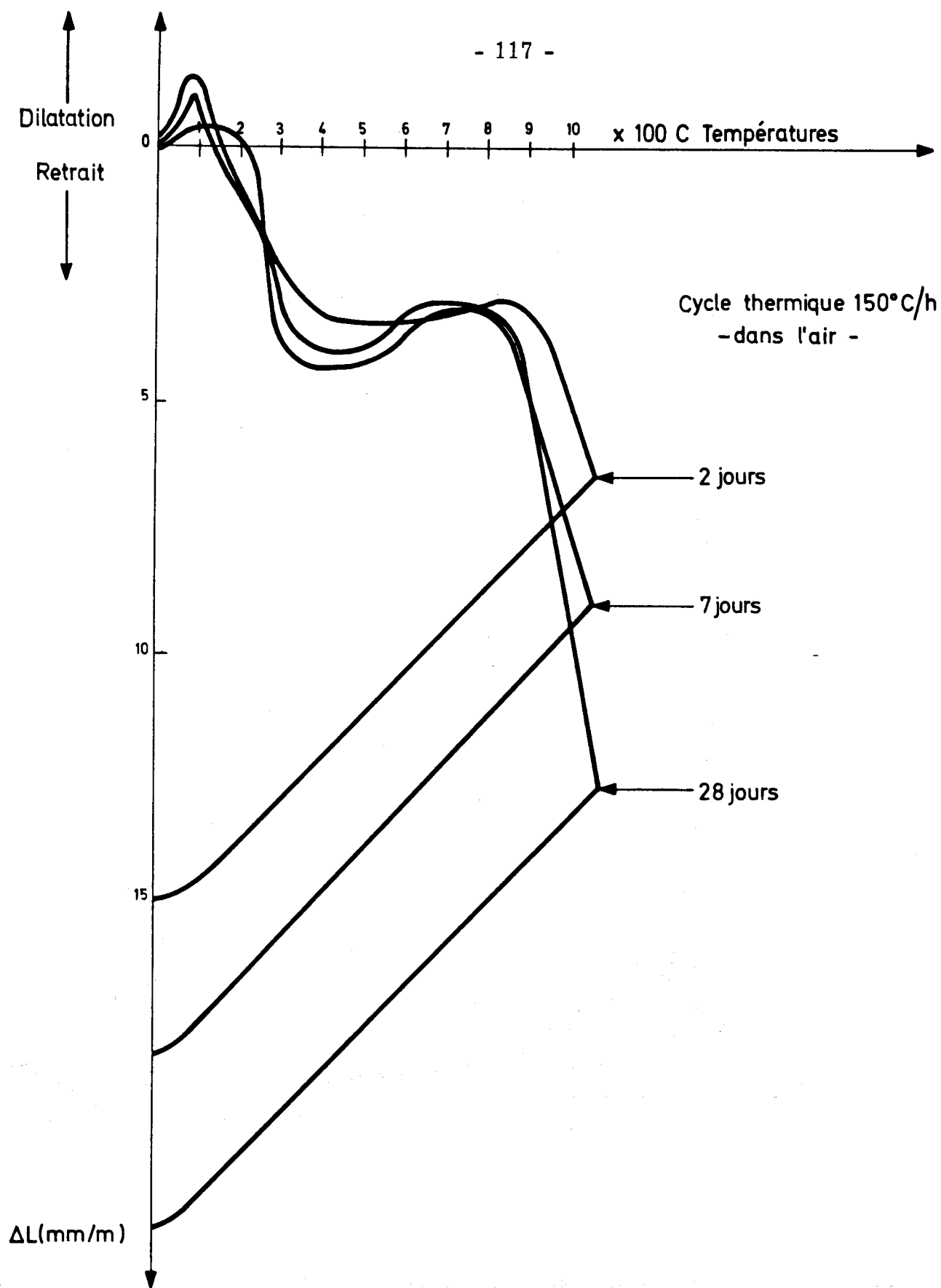


Fig 5 - Dilatation du ciment alumineux conservé à 20°C en atmosphère de gaz carbonique  
Laboratoire des études  
des bétons et des matériaux

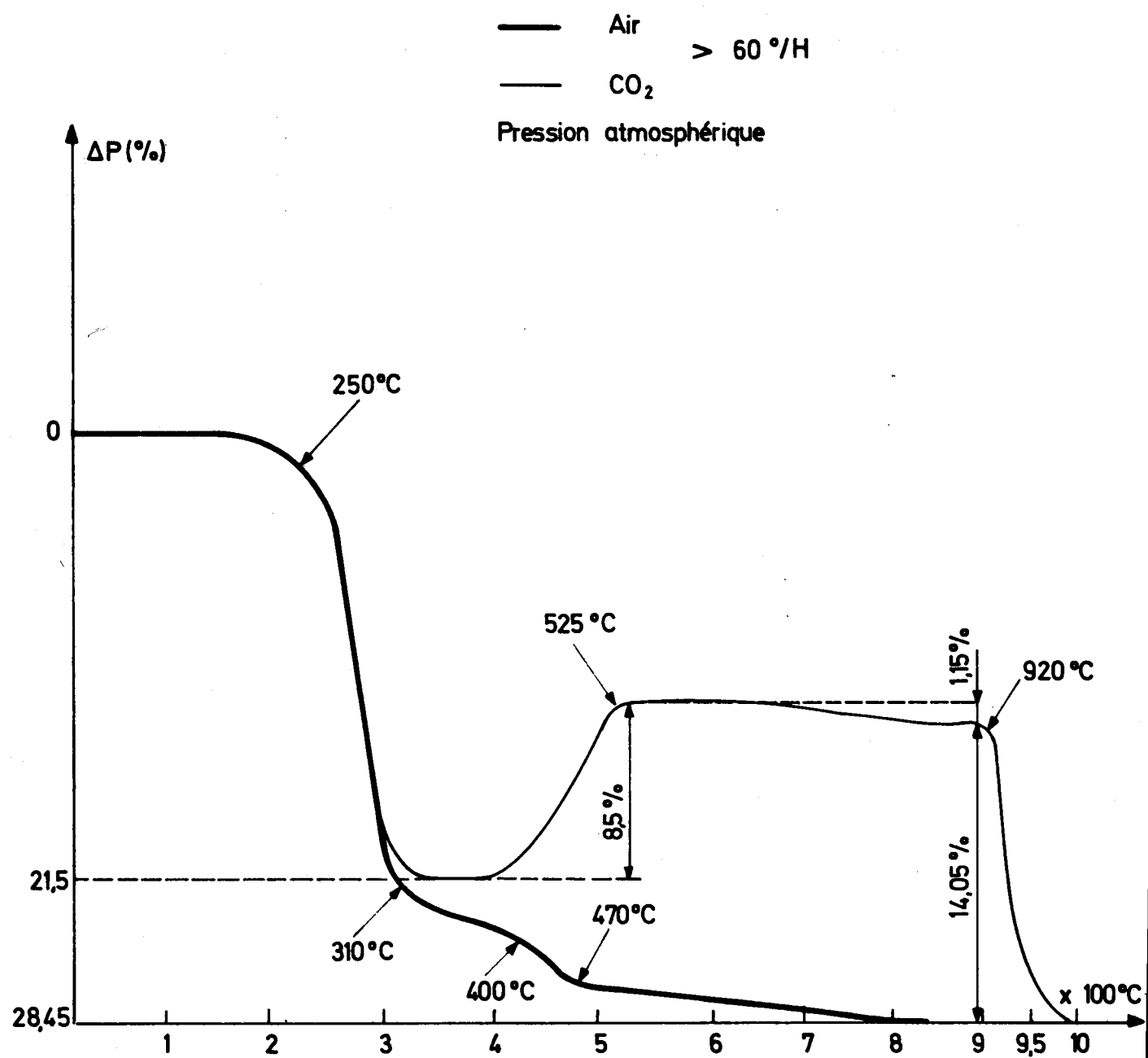
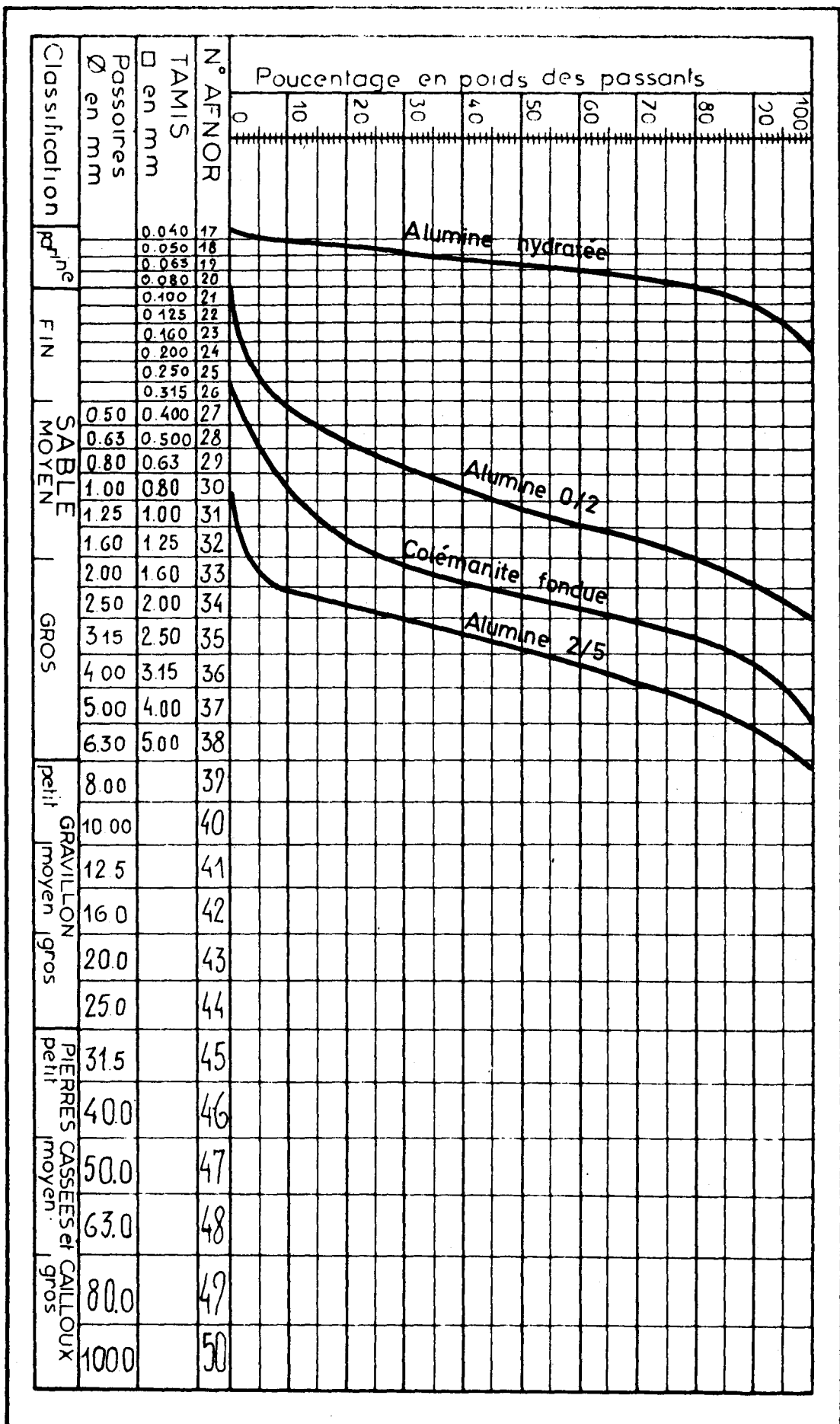


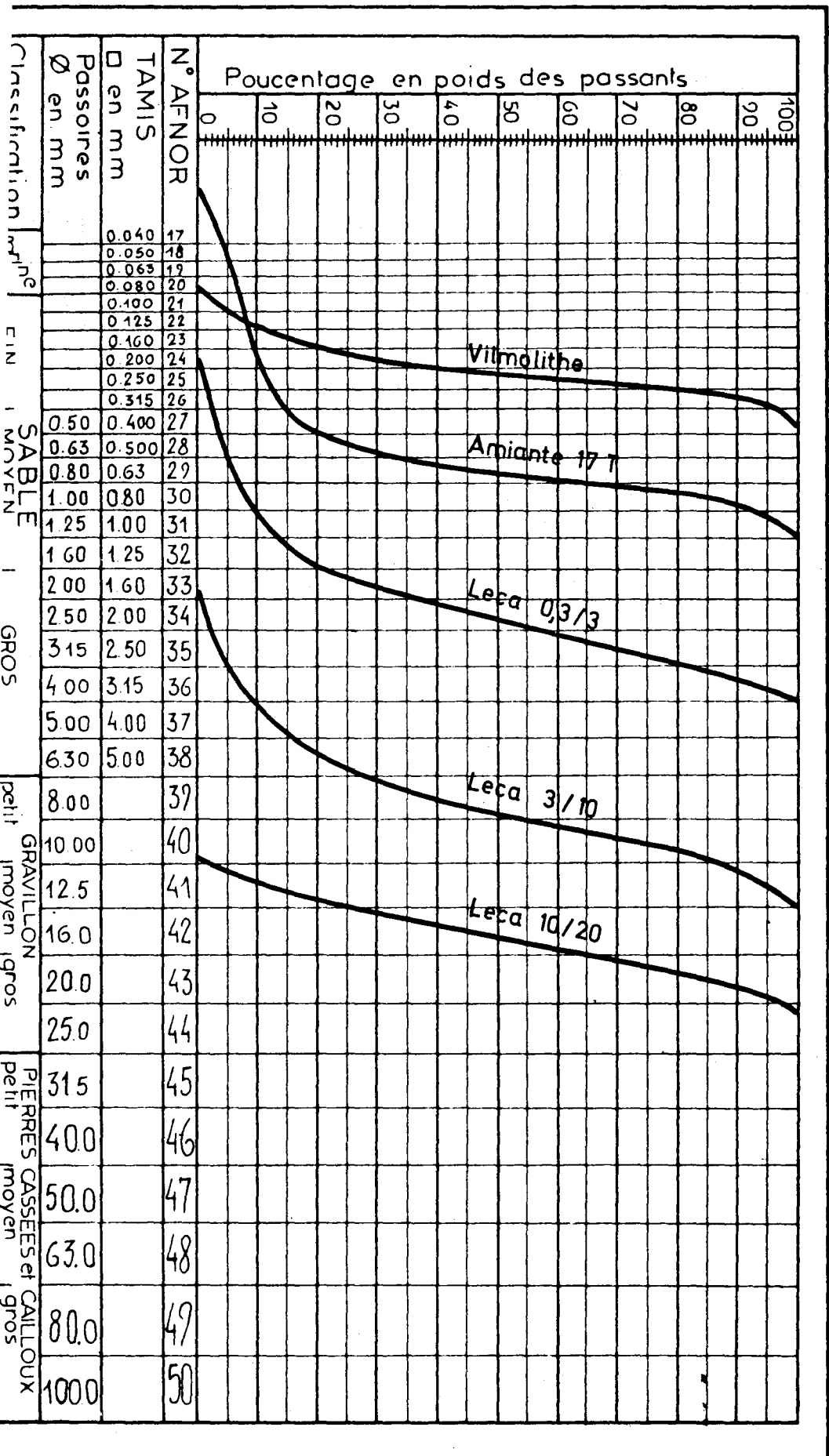
Fig. 6 - Thermogramme de l'aluminate tricalcique hexahydraté cubique



LABORATOIRE  
DES ÉTUDES DES BÉTONS  
ET DES MATÉRIAUX

COURBE GRANULOMÉTRIQUE MÉTHODE FAURY

DATE :  
DOSSIER N° :  
ÉTUDE N° :



BEITRAG ZUR ENTWICKLUNG VON ISOLIERSTOFFEN  
IM DRUCKBEHÄLTERBAU

F. BREMER

Fried. Krupp Universalbau, Essen





Referent: F. Bremer

Beitrag zur Entwicklung von Isolierstoffen für den Druckbehälterbau.

(Referat anlässlich der Informationstagung November 1967 in  
Brüssel, veranstaltet von Euratom)

Für Isolierungen im Spannbeton- und Druckbehälterbau sind bisher zwei Typen bekannt geworden. Die eine ist die bekannte Folienisolierung aus England und die andere ist der hydraulisch gebundene Isolierbeton wie er in Frankreich verwendet worden ist. Während bei der erstgenannten Isolierung das verwendete Material naturgemäss sehr teuer ist und der Einbau hoch lohnintensiv ist, ist bei der zweiten Art der Isolierung die notwendige Vorbehandlung ausserordentlich aufwendig. Soweit bisher bekannt geworden ist, bestehen bezüglich der hohen Einheitskosten beider Isolierstoffe keine nennenswerten Unterschiede. Es ist auch bekannt, dass zur Zeit in England, Amerika und Frankreich Entwicklungen laufen, die ebenfalls auf metallischer Basis arbeiten. Eine wesentliche Kostensenkung gegenüber den bisher verwendeten Isolierstoffen ist kaum zu erwarten.

Es liegt daher auf der Hand nach Isolierungsmöglichkeiten zu suchen, deren Materialien billig und überall zu haben sind und deren Einbau keine besonderen Techniken erfordert und die in der Verarbeitung nicht zu lohnintensiv sind.

Ich möchte im Rahmen dieses Kurzreferates über zwei derartige Möglichkeiten berichten, die in unserem Hause in ihren theoretischen Möglichkeiten untersucht worden sind und für die die ersten Orientierungsversuche ermutigende Ergebnisse gezeigt haben. Beide Entwicklungen sind nicht abgeschlossen. Die erste Methode besteht darin, dass man Einkorngranulate, jedoch höchstens Zweikorngranulate, mit hydraulischen, chemischen oder keramischen Bindemitteln in betontechnologischer Art und Weise aufbereitet und sie als sogenannte Stampfmassen entweder zwischen Schalung, besser jedoch zwischen zwei dünnen Linerblechen an Ort und Stelle einbringt. Die Einbringung erfolgt ähnlich wie ein Beton. Für diese Granulate

kommen alle Stoffe in Frage wie geblähte Tonmineralien, geblähte Hartkeramik. Es können auch granulierten Verbrennungsprodukte verwendet werden. Was man für Stoffe wählt hängt ausschliesslich von der gewünschten Druckfestigkeit der Isoliermasse ab. Auf jeden Fall sind solche Materialien überall in ausreichender Menge und billig auf dem Markt zu haben. Dadurch, dass die aufbereitete Stampfmasse an Ort und Stelle zwischen Schalung oder zwei dünnen Linern eingebracht wird, entfällt die Notwendigkeit, Formstücke herstellen zu müssen, da sich eine stampfbare Masse jeder Geometrie leicht anpasst.

Bild 1)

Auf diesem Bild ist links der Aufriss solch einer Isolierschicht dargestellt und rechts ein Grundriss mit Schnitt a-a bezeichnet. Sie sehen, dass in dieser Isoliermasse zwei Rohrsysteme eingebaut worden sind. Das eine ist ein untereinander verbundenes Vakuumrohrsystem, das durch eine entsprechende Pumpe evakuiert wird und das andere ist ein nicht miteinander verbundenes Rohrsystem, das unter atmosphärischem Druck steht. Beide Rohrsysteme sind in ihrer Wand hochporös oder geschlitzt. Setzt man nun das Vakuumrohrsystem unter einen Unterdruck, so tritt von den atmosphärischen Rohren zu den Vakuumrohren ein Strömungsdruck auf. Dieser Strömungsdruck entfernt aus der eingebrachten Stampfmasse sehr viel freies, für die Erhärtung nicht benötigtes Ueberschusswasser. In einem Einkorngranulat gelingt es so, im kalten Zustand etwa 30 bis 40 % des freien Wassers aus dem Beton zu entfernen. Benützt man nun für das Vakuumrohrsystem ein poröses Metallgewebe mit hohem elektrischen Widerstand, kann man in einer zweiten Phase durch Einspeisung starker elektrischer Ströme den ganzen Beton von innen heraus erwärmen. Bei einer Temperatur von etwa + 75° C und einem Unterdruck von 0,5 atü wird dann das noch vorhandene, aber zur Erhärtung nicht benötigte Wasser verdampft und über das Vakuumrohrsystem abgeführt. Handelt es sich um hydraulische Bindemittel, genügt die Aufheizung auf etwa 75° C. Nimmt man chemische Bindemittel, dann ist die Tem-

peratur abhängig von der gewünschten Festigkeit. Im grossen und ganzen kann man sagen, dass bei chemischen Bindern für jedes Kilogramm gewünschter Materialfestigkeit  $1^{\circ}\text{C}$  aufzubringen ist. Benutzt man keramische Binder, dann ist eine innere Aufheizung auf  $450^{\circ}\text{C}$  bis  $500^{\circ}\text{C}$  notwendig. Bei diesem Verfahren ist es wichtig, in der ersten Phase der Vakuumbehandlung den Unterdruck so lange aufrechtzuerhalten, dass die geöffneten Kapillaren und Poren sich durch Menisken nicht wieder schliessen können. Hierzu wird eine Zeit von mindestens 24 Stunden benötigt.

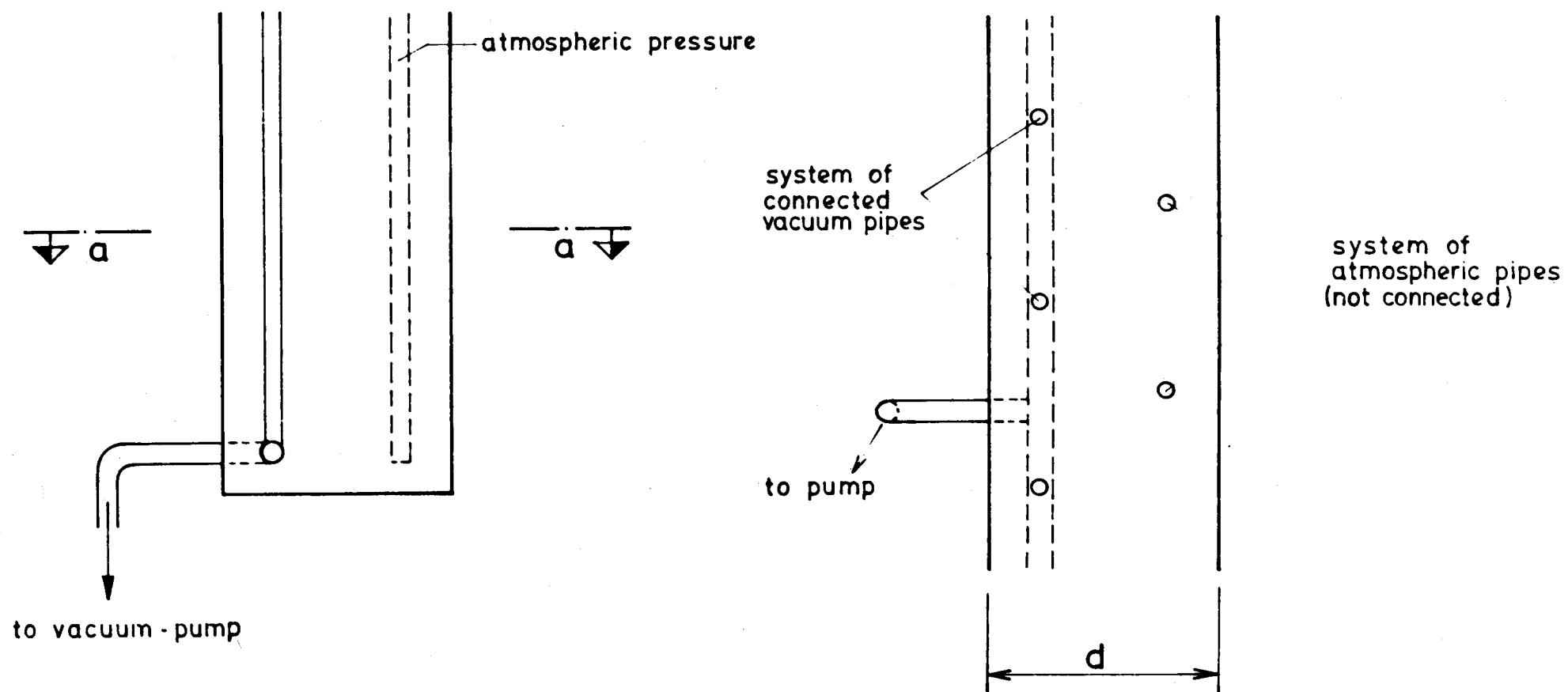
Dieses Unterdruckverfahren wird von uns auch verwendet bei der Herstellung des Serpentinbetons, über den ich in meinem Hauptreferat berichten werde. Bei dem dann zu schildernden Bau eines Spannbeton-Druckbehälters haben wir solch eine Isolierung verwendet. Sie besteht aus einem Einkorngranulat aus geblähten Tonmineralien mit hydraulischer Bindung. Bei einer ebenen Festigkeit von ca.  $140\text{ kg/cm}^2$  und einer dreiaxialen Festigkeit von ca.  $200\text{ kg/cm}^2$  haben wir im ersten Versuch eine Wärmeleitung von knapp  $0,3\text{ kcal/m std. }^{\circ}\text{C}$  erhalten. Sowohl was die Druckfestigkeit angeht als auch die Wärmeleitfähigkeit ist dieses Produkt durchaus noch verbesserungsfähig.

Im Zentralinstitut für Forschung und Entwicklung der Firma Krupp sind vor einigen Jahren theoretische und auch experimentelle Untersuchungen angestellt worden über die Wärmeströmung in Granulaten. Diese Versuche hatten nicht den Zweck ein Isoliermaterial zu finden, sondern dienten der eingehenden Erforschung thermodynamischer Vorgänge beim Hochofenprozess. In einem völlig anderen Zusammenhang fielen uns die Ergebnisse der damaligen Arbeit wieder ein und bei erneuter Durchsicht stellten wir fest, dass dichte Packungen aus Einkorngranulaten ohne Bindung sehr schlechte Wärmeleiter sind. Das gilt auch für Packungen aus Stahlkugeln. In einem ersten Orientierungsversuch haben wir Stahlkugeln einmal mit einem Durchmesser von  $3,2\text{ mm}$  und ein zweites Mal mit einem Durchmesser


von 10 mm durch Vibration in die dichtestmögliche Lagerung gebracht und an solch einem Versuchskörper den Wärmefluss gemessen. Es ergaben sich hierbei Wärmeleitzahlen zwischen 0,25 und 0,3 kcal/m Std. °C. Die schlechte Wärmeleitung ist dadurch zu erklären, dass sich die Kugeln nur an einem Punkt berühren können und der Wärmeübertragungsquerschnitt ausserordentlich klein ist. Würde man die Stahlkugeln z. B. durch Porzellankugeln ersetzen, liesse sich sicherlich eine wesentlich schlechtere Wärmeleitzahl erzielen, denn die Wärmeleitfähigkeit von Stahl allein beträgt etwa 40 kcal/m std. °C und die von Porzellan 1,5 kcal/m std. °C. Solche Packungen zwischen zwei Linerblechen in dichtestmöglicher Lagerung eingebracht würden hoffen lassen, auch hiermit eine gute druckfeste und relativ billige Isolierung erhalten zu können. Würde man dieses Granulat noch mit Kühlgase durchströmen, würde der Effekt noch zu verbessern sein. Diese Art einer Isolierung bedarf selbstverständlich noch einer eingehenden Entwicklung bis zu seiner technischen Reife.

Mein kurzes Referat hätte seinen Zweck erfüllt, wenn es eine Anregung sein würde. Auch zu einer Zusammenarbeit mit Spezialunternehmen wären wir wahrscheinlich bereit.

# Section a - a



- 127 -

Bild 1	Schema of evacuated concrete	Euratom-Vertrag Nr. 048 - 64 - 4 TEGD	 FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU
-----------	---------------------------------	--	--



Diskussion - Discussion No 2

H. KNIRSCH - Brown Boveri/Krupp Reaktorbau: Ich hätte eine Frage an Herrn Dubois betreffend die praktische Anwendung der von ihm geschilderten Isolierbetone. Ich nehme an, dass die Isolierbetone, so wie er sie geschildert hat, nicht als geschlossene Masse gegossen werden sollen, da ja dann diese komplizierten wärmetechnischen Prozeduren nicht an Ort und Stelle durchgeführt werden können, sondern dass man diese Isolierbetone in Form von vorgefertigten Formteilen anwenden wird. In diesem Fall erhebt sich die Frage, was diese Prozeduren für einen Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit der ganzen Isolierung haben, da diese Wärmebehandlungen doch sehr langwierig und umfangreich sind. Und zum zweiten die Frage: Wie verhält sich der zum Abdichten der Fugen zwischen den vorgefertigten Teilen erforderliche Mörtel, der ja auch diesen Prozeduren nicht unterworfen werden kann.

M. DUBOIS - CEA : Dans notre intention il est bien prévu de mettre en oeuvre ce béton en même temps que le béton précontraint du caisson. Il n'est absolument pas question pour le moment de mettre en oeuvre ce béton sous forme de bloc préfabriqué. Nous avons une expérience récente avec la construction du calorifuge du réacteur Rapsodie construit à Cadarache. Il s'agit d'un béton à base de ciment alumineux et de matériaux absorbants. Ce béton a été mis en oeuvre d'une seule coulée et pour justement répondre aux problèmes de dilatation thermique, ce béton a été coulé en ménageant des joints de dilatation. Ces joints de dilatation peuvent être effectués, soit avec des matériaux qui sont consommés, quand on élèvera la température, soit avec des matériaux qui ont un coefficient de déformabilité énorme, c.à.d. par exemple des polystyrènes expansés etc. Donc, je crois, que la deuxième question est ainsi résolue. Il ne sera pas nécessaire de créer un mortier de jointolement. Le problème consiste donc -une fois que tout le béton est mis en oeuvre - à étuver ce béton, avant la mise en marche du réacteur, c.à.d. éliminer jusqu'à 200° toute l'eau libre et une partie de l'eau liée chimiquement de ce béton calorifuge. Ceci également nous l'avons appliqué sur le réacteur Rapsodie. Je pense que je réponds assez rapidement à cette question, mais je propose à

la personne qui a posé la question, de lire les articles qui ont été publiés sur ce béton ou de venir me voir pour discuter de ce problème. Est-ce que j'ai bien répondu à vos questions ?

H. KNIRSCH - BBK : Insofern vielleicht nicht ganz, als die Aufheizung auf 200 Grad doch sehr mässig ist im Vergleich zu dem, was Sie in Ihrem Vortrag geschildert hatten, wo der Beton Prozeduren bis zu 900 oder 1000 Grad unterworfen wurde, wo sich im Bereich von 300 bis 500 Grad noch merkliche Änderungen ergeben haben.

M. DUBOIS -CEA : Je crois, qu'il y a confusion. Dans une recherche fondamentale nous sommes obligés de multiplier les essais. Si on veut réaliser un béton devant tenir à 400 degrés, il est nécessaire d'effectuer des essais jusqu'à 500 et même 600 °C. Je ne pense pas qu'il soit nécessaire de pousser ces essais beaucoup plus loin, quand un réacteur marchera en général autour de 300 à 400 degrés. Nous voulons être sûrs, par contre, qu'à cette température de 300 à 400 degrés il ne se passera rien, et c'est pour cela que nous portons ces bétons à des températures allant jusqu'à 500 et même jusqu'à 800 degrés. Il ne s'agit là uniquement que d'essais physico-chimiques pour vérifier tous les phénomènes que l'on peut rencontrer sur les pâtes pures et sur les mortiers. Il n'est absolument pas question, pour le moment, de porter ces bétons à ces températures là, n'ayant d'ailleurs pas les appareillages nécessaires pour le faire, pour le moment.

M. GRUEL - GAAA : Dans le cas d'un réacteur de type EDF-4 avec une peau d'étanchéité intérieure, comment pourra-t-on effectuer la déshydratation ?

M. DUBOIS - CEA : Là également, nos études nous laissent penser que la peau d'étanchéité ne sera pas nécessaire, ce béton calorifuge étant étudié à la pression de  $\text{CO}_2$ . D'ailleurs, cette peau d'étanchéité entre le coeur du réacteur et le calorifuge n'est là que pour éviter que les poussières contaminent le coeur du réacteur. Nos essais actuels vous montrent jusqu'ici, et cela est une remarque très intéressante, que les bétons semblent s'améliorer sous  $\text{CO}_2$ . Nous sommes à peu près sûrs, qu'à la température



de 80 °C et sous CO<sub>2</sub> les caractéristiques mécaniques des bétons sont multipliées par trois. Ce qui devient très intéressant pour la préfabrication des éléments traditionnels de la construction. Je crois d'ailleurs que la plupart des laboratoires travaillent sur ce sujet pour ce qui concerne les réacteurs, si les bétons conservent la propriété mécanique sous température et sous forte pression de CO<sub>2</sub>, nous pensons qu'il sera possible de faire de très importantes économies dans la construction des réacteurs de la filière graphite/gaz.

H. BENZLER - Euratom: Ich möchte eine Frage an Herrn Bremer richten, und zwar bezieht sie sich auf den zweiten Vorschlag einer Isolierwand, die aus kugelförmigen Schüttwerken oder ähnlichem besteht. Meine Frage geht dahin, ist nicht zu befürchten, dass bei einer derartigen Isolierwand mit der Zeit ein Absetzvorgang oder ein Zusammenfallen der Wand auftritt und könnte man eventuell, wenn das der Fall ist, etwas dagegen tun?

H. BREMER - Fried.KRUPP Universalbau: Die Frage ist natürlich berechtigt, und ich habe nicht ohne Grund gesagt, dass man solche Granulate in der theoretisch dichtest möglichen Lagerung einbringen muss, d.h. also tetraedische Anordnung der Kugeln zueinander, und das kann man also nach unseren bisherigen Voruntersuchungen mit einer Schwingungserregung recht gut schaffen. Wie sich das über lange Zeiten auswirken könnte, das wissen wir natürlich noch nicht, aber ein Eingriff in eine solche Isolierung zu späterer Zeit ist sicherlich nicht möglich.

M. MORDCHELLES - Sté Bertin: J'ai une question à poser à M. Bremer. L'idée de construire un calorifuge sous la forme d'enveloppe métallique remplie de matériaux divisés de forme sphérique et placé sous pression réduite, est très séduisante. La même a été envisagée par la Société que je représente, en 1961. Toutefois, la mise en service de cet isolant est très difficile, en particulier l'accrochage à la peau et la réalisation des joints entre les éléments successifs, sans que la convection naturelle dans ces joints ne devienne prépondérante de la transmission de la chaleur. D'autre part, il est

difficile d'envisager la pérennité de l'étanchéité de l'enveloppe métallique pendant 20 ou 30 ans, la durée de vie d'un réacteur. Qu'en pense M. Bremer ?

H. BREMER : Wenn ich die Frage richtig verstanden habe, dann meinen Sie wahrscheinlich, dass hier an grossflächige Herstellung von Körpern gedacht ist, die nachher zusammengesetzt werden sollen. Das ist nicht der Fall, sondern unserer Meinung nach müsste solch ein Isoliermaterial als geschlossene Einheit ohne jede Fuge oder Zwischenräume, die eine Konvektion überhaupt zulassen, hergestellt werden. Das heisst also, ähnlich wie ein Spannbeton-Behälter, der zwischen Linerblechen hergestellt wird. Anders wird das sicherlich nicht funktionieren, und ich sehe nicht ein, warum man nicht solch ein dünnes Linerblech auch auf 30 Jahre dicht halten könnte, denn ein Liner für Spannbeton muss ja auch 30 Jahre dicht bleiben. Im übrigen ist es ja bei Aufrechterhaltung der Kapillar-Rohre oder der Vakuum-Rohre und des atmosphärischen Rohrsystems sehr leicht möglich, bei eventuellen Undichtigkeiten durch den Liner durch dauerndes Aufrechterhalten eines ganz geringen Unterdruckes solche Diffusionsprodukte auf dem schnellsten Wege aus der Isoliermasse zu entfernen.

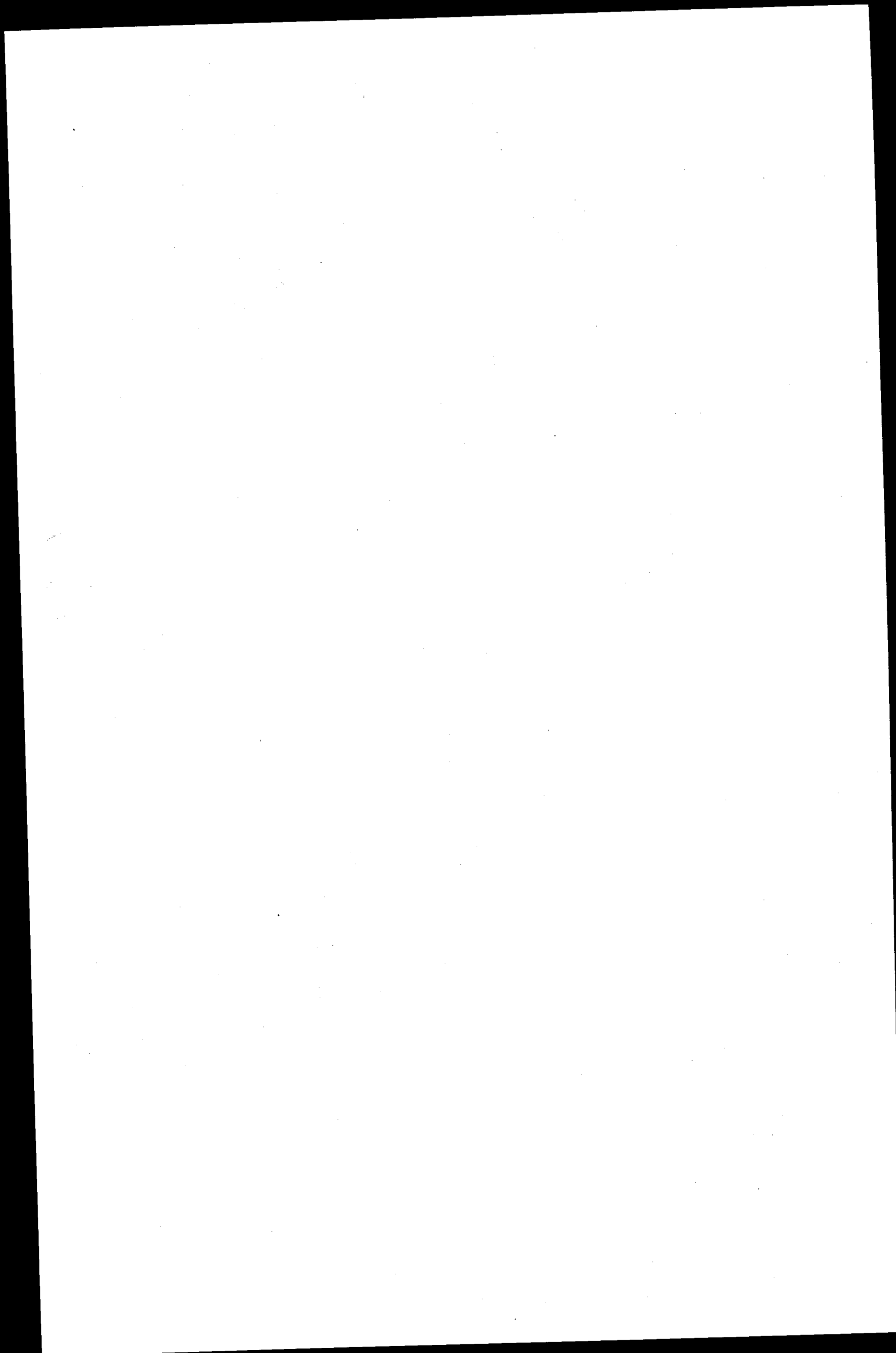
H. BENZLER - Euratom: Ich vermute, dass Herr Mordchelles jetzt hierzu noch eine Zusatzfrage stellen möchte, aber da dieses Thema auch etwas in das Gebiet der morgigen Tagung fällt, würde ich vorschlagen, die Diskussion über diesen Punkt abubrechen.

Zweiter Teil : Neue Druckbehälter-Prototypen

Deuxième Section : Nouveaux prototypes de cuves

Seconda Sezione : Nuovi prototipi di contenitori

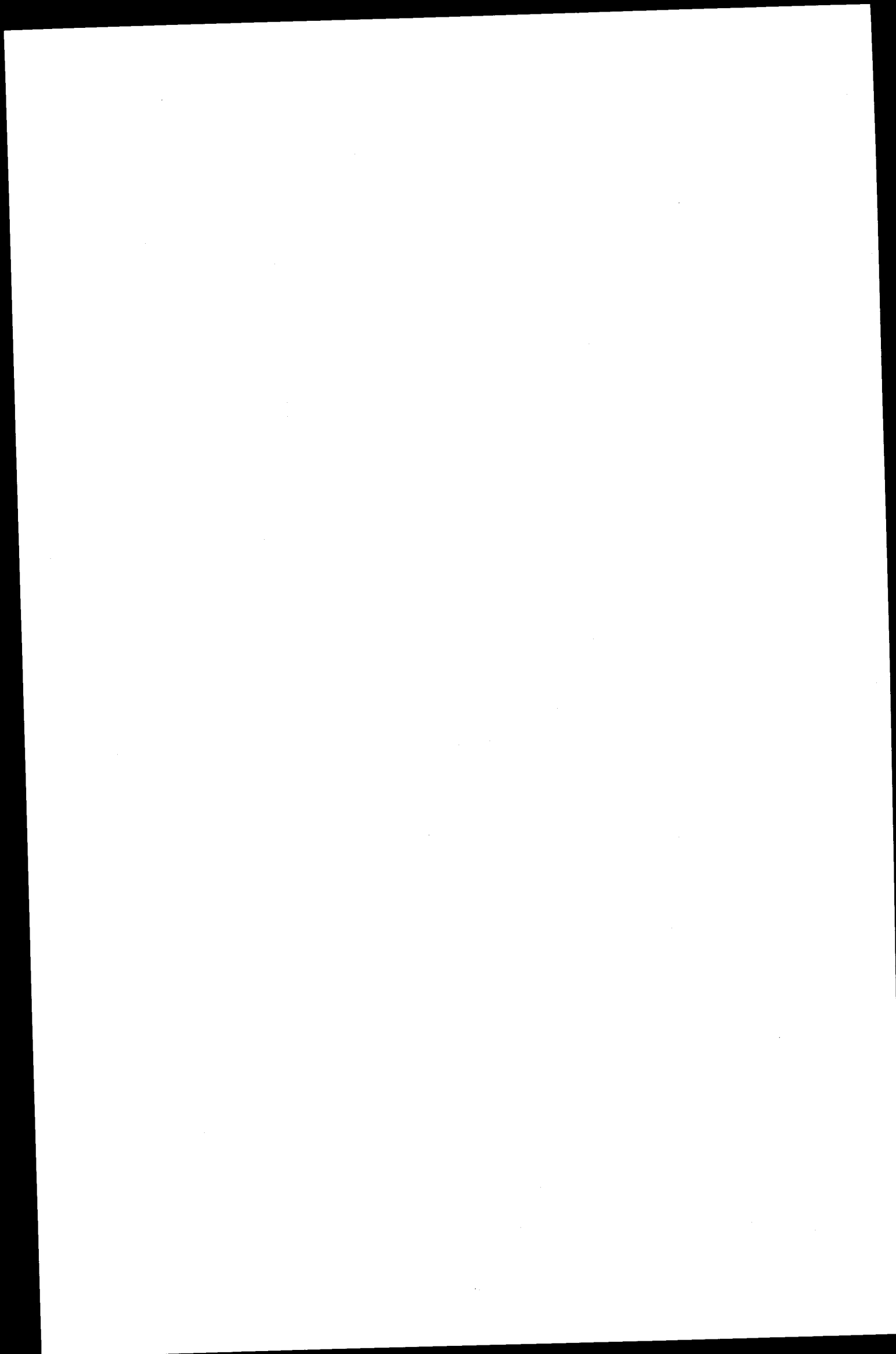
Tweede deel : Nieuwe prototype drukvaten



CAISSON EN BETON PRECONTRAI NT A PEAU CHAUDE

B. TARBES

Société d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises - SEEE, Paris



## INTRODUCTION

Après avoir permis le développement de la filière graphite-gaz, les caissons en béton précontraint peuvent encore rendre des services éminents et exclusifs à l'industrie nucléaire, si leurs projecteurs savent les adapter à l'évolution des filières. Cette évolution va vite nous conduire assez loin des caissons actuellement construits en France et en Grande Bretagne :

- les pressions utilisées par la plupart des projets en cours d'élaboration s'élèvent aux environs de 70 à 100 atmosphères,
- nombreux sont les projets utilisent un liquide comme caloporteur, qui retireraient des avantages de l'emploi d'un caisson en béton précontraint,
- les dimensions des enceintes, pour une filière donnée, vont en croissant avec les puissances unitaires et avec des concepts d'intégration du circuit primaire de plus en plus poussés,
- les seules températures ne varient guère, si l'on excepte de notre exposé les réacteurs de type HTGR ; elles restent voisines de 300°. Le type de caisson que nous allons présenter en bénéficie largement car il n'est bien adapté qu'à des niveaux de température relativement bas.

La phase de développement que l'industrie nucléaire aborde rend plus indispensable la recherche d'un abaissement des coûts pour chaque composant. Le caisson en béton précontraint doit suivre cette loi sous peine de se voir supplanté à terme par son concurrent en acier, même dans les domaines où il est actuellement préféré. Mais si une simplification des techniques actuelles réduit son prix, il peut même espérer conquérir les marchés que représentent les autres filières. L'époque actuelle où les sites de construction sont devenus très variés y est favorable : le transport des caissons métalliques peut être coûteux ou impossible dans certains déplacements, les pays de construction peuvent être trop éloignés des usines de fabrication, l'emploi de matériaux locaux peut être préférable, voire indispensable. Des avantages du béton vont apparaître, alors qu'ils n'étaient pas sensibles lorsque les constructions de centrales étaient concentrées dans des zones hautement industrialisées.

Enfin, la stabilité des coeurs des réacteurs surgénérateurs va rendre nécessaire l'emploi d'enceintes de sécurité résistant à des pressions dynamiques élevées ; un nouveau champ de prospection est ainsi ouvert à ceux qui conçoivent les caissons de pression.

#### 1. Les caissons en béton précontraint actuels face aux besoins futurs

Les caissons en béton précontraint actuels qui sont ceux des réacteurs de la filière graphite-gaz sont bien adaptés à l'accroissement des dimensions et de pression des réacteurs. En effet, les progrès techniques accomplis sur l'utilisation des câbles de précontrainte permettent l'emploi de câbles dont la puissance unitaire va croissant, et des caissons résistant à une pression interne de 100 bars et même plus avec une pression de rupture 2,5 fois supérieure sont aisément calculables et réalisables.

Au point de vue économique, ils s'adaptent facilement à la dispersion des sites : leur construction ne nécessite que des techniques assez simples, les pièces qu'on transporte au lieu de montage sont petites et on fait largement appel à des matériaux peu élaborés, souvent produits localement.

Par contre, l'isolation thermique de ces caissons a jusqu'ici reçu des solutions qui ne sont pas pleinement satisfaisantes :

- le haut niveau de la température interne du caisson nécessite l'emploi d'un calorifuge pour limiter le gradient thermique dans la structure résistante, afin de ne pas la soumettre à des contraintes inacceptables. Mais ce calorifuge est spécifique d'un fluide, d'une pression et d'une température. Chaque élément du calorifuge doit être étudié séparément et faire l'objet d'essais particuliers, car les mécanismes de transfert de la chaleur varient énormément selon la zone considérée (ciel, cylindre, fond), selon les accidents locaux rencontrés (pénétrations, appuis ...).
- les calorifuges actuels (grillages métalliques, feuilles métalliques, corps poreux), du fait de leur constitution propre, offre au fluide caloporteur une surface de contact très importante vis-à-vis de leur volume, et ceci diminue la confiance que l'on peut accorder à la conservation des propriétés physico-chimiques de ces calorifuges.



- les divers composants des parois d'un caisson, c'est-à-dire, de l'intérieur vers l'extérieur :

- le casing destiné à maintenir et protéger le calorifuge (peau chaude
- le calorifuge
- la peau d'étanchéité (peau froide) et le circuit de refroidissement
- le béton précontraint

font double emploi et donc le coût de la solution s'en ressent fortement. En effet, la peau chaude et la peau d'étanchéité jouent des rôles différents mais non incompatibles et ceux-ci pourraient être pris en compte par une seule peau. L'épaisseur de la peau d'étanchéité est choisie très importante pour des questions thermiques et les soudures étanches de cette peau froide coûtent plus cher de ce fait.

D'autre part, le béton de la structure résistante est un excellent calorifuge et s'il n'a pas été utilisé comme tel jusqu'à présent c'est que de par la qualité de ses composants, il ne pouvait supporter une température de l'ordre de 500° sur une de ses faces. Mais si l'on envisage un béton résistant à un tel niveau de température, il est clair que calorifuge et béton de structure peuvent être confondus en un seul matériau.

## 2. Conception de caisson en béton précontraint à paroi chaude

Nous avons étudié un concept nouveau de caisson en béton précontraint que nous désignons sous le nom de caisson à paroi chaude.

Le système considéré comprend de l'intérieur vers l'extérieur (cf figure 1) :

- la peau d'étanchéité avec ses ancrages. Son rôle est d'assurer l'étanchéité de la structure, de protéger le béton chaud de tout contact direct avec le fluide. Elle est à la température de ce fluide et constitue donc une "peau chaude".
- Le béton chaud. C'est une couche de béton dont la résistance n'est pas ou peu affectée par l'effet de la température. Il joue le rôle de calorifuge, il est hors pression, il limite la quantité de chaleur passant à travers la peau.

- Le circuit de refroidissement. Il est noyé dans le béton et évacue la majeure partie de la chaleur traversant le béton chaud.
- Le béton précontraint. Il constitue, comme dans un caisson classique, la structure résistante.

Ce type de projet ne présente plus les inconvénients que possèdent les caissons actuels et que nous avons cités tout à l'heure. C'est sa simplicité qui nous paraît être sa première qualité et qui nous fait penser qu'il constitue la véritable voie du progrès. Il n'y a qu'une couche de métal mince qui fait office d'étanchéité, et son dessin n'est tributaire ni des impératifs de refroidissement, ni des accidents dus au découpage du calorifuge en éléments de montage. Il n'y a qu'une couche de béton, homogène et isotrope, qui résiste à la pression, limite la fuite de chaleur et arrête les neutrons. Le nombre réduit de constituants et leur simplicité sont les garants, surtout à long terme, d'un coût d'investissement réduit et d'une sécurité de fonctionnement accrue : il n'y a plus d'organes faisant double emploi, il n'y a plus d'organe fragile. La surface de matière au contact du fluide caloporteur est réduite dans la proportion de 100 à 1 ou de 1 000 à 1, selon les solutions auxquelles on compare celle que nous proposons ici.

Ces avantages, nous espérons que nous ne devons pas les payer trop cher. La description que nous allons faire d'un projet précis a pour but de montrer que cet espoir est raisonnable. La couche de béton chaud et la peau exercent une pression supplémentaire sur la structure du fait de leur dilatation thermique empêchée, qui doit être reprise par des câbles de précontrainte s'ajoutant à ceux qui résistent à la pression du fluide. Cette pression ne représente qu'un accroissement de 7 %, donc assez faible. Nous paierons aussi la simplicité de notre projet par l'adjonction d'ancrages plus importants, destinés à assurer le contact permanent entre la peau d'étanchéité et le béton. Leur importance ne réussit pas à compromettre l'économie du projet.

## 2.1. Description d'un caisson à eau lourde bouillante :

Le C.E.A. nous a demandé d'étudier un caisson en béton précontraint pour un réacteur à eau lourde bouillante fonctionnant à la pression de service de 90 bars et dont le fluide caloporteur est à 300° C. Nous avons appliqué à cette étude le concept exposé ci-dessus.

Nous le décrivons à titre d'exemple. L'ouvrage a la forme d'un prisme droit de hauteur 31,20 m, à base octogonale. Les épaisseurs du fût sont de 5,00 m et 5,50 m en partie courante et en partie basse respectivement. Les dalles ont une épaisseur de 6,20 m pour la dalle supérieure et 5,00 m pour la dalle inférieure. La cavité intérieure se présente sous la forme d'un cylindre de révolution à axe vertical de 9,00 m de diamètre et 20,00 m de hauteur (figure 2).

Il y a une seule traversée dans la dalle supérieure, 32 dans la partie haute du fût, 4 dans la partie basse du fût et 30 dans la dalle inférieure.

La précontrainte est assurée par des armatures SEE F.17 dont la tension de rupture royenne garantie est de 366 tonnes (216 à 228 t de tension utile, et qui comprend :

- 882 câbles horizontaux faisant 1 tour
- 676 câbles verticaux
- 336 câbles traversant la dalle inférieure

L'épaisseur de béton chaud est de 25 cm sur toute la surface interne du caisson.

La peau d'étanchéité est en acier inoxydable très bas carbone (Z3 CN 18/10) et a 10 mm d'épaisseur. En partie courante, elle est ancrée au béton par des goujons de 10 x 30 mm<sup>2</sup> de section et 500 mm de longueur, de pas 150 x 150 mm. Au niveau des raccords cylindre-fonds, elle est fixée au béton par des ancrages d'extrémités (figure 4).

Les traversées comprennent 2 fourreaux coaxiaux séparés par de la laine de verre.

Le circuit de refroidissement est constitué par des tubes en acier 42 de pouce soudés sur les pattes d'ancrage de la peau. La température moyenne du béton au niveau du circuit de refroidissement est de 55°C. (figure 3).

## 2.2. Généralité de la solution caisson à paroi chaude

La solution caisson à paroi chaude est tout à fait générale dans son principe, elle peut s'appliquer quel que soit le fluide contenu : eau légère ou eau lourde, gaz carbonique, ... On peut remarquer que le réacteur E.D.F.3 a fonctionné pendant six mois avec un casing qui était en fait une peau chaude.

Le problème de la corrosion se posera en des termes différents selon le fluide ; la nature de la peau d'étanchéité sera la seule variable fonction de la température et de la nature du fluide caloporteur. C'est avec l'eau bouillante que ce

problème est le plus difficile à résoudre.

Dans le cas du caisson à paroi chaude, la couche de béton chaud qui joue le rôle d'isolant thermique est hors pression, donc son emploi est indépendant de la nature du fluide.

Pour un tel système il suffit d'étudier la zone courante (indépendamment de sa localisation) et un certain nombre de points singuliers types, ces connaissances acquises on pourra reconstruire la solution ainsi définie quels que soient la géométrie et les accidents locaux du caisson considéré.

Notons enfin que, pour toutes les autres solutions, une détérioration du calorifuge conduirait, sur une surface plus ou moins étendue, à fonctionner avec le système caisson à paroi chaude bien que le caisson ne soit pas alors conçu pour un tel fonctionnement, le caisson à paroi chaude apparaît donc comme l'aboutissement logique d'une démarche qui chercherait à définir, à partir d'un quelconque système d'isolation, la solution la plus simple.

### 2.3. Simplicité du caisson à paroi chaude

Le caisson à paroi chaude est un système de type statique : les seules parties mobiles qu'il comprend se trouvent sur le circuit de refroidissement. Or, le circuit de refroidissement est d'une conception éprouvée sur la filière graphite-gaz, il comprend deux réseaux totalement indépendants, il est donc fiable, on le retrouve d'ailleurs avec tous les autres systèmes d'isolation thermique. A cette protection thermique statique s'opposent des systèmes faisant intervenir des mécanismes : mécanisme d'équilibrage dans le cas d'une isolation montée dans une double paroi, mécanisme de refroidissement interne dans les solutions mixtes. Tout système faisant intervenir des mécanismes mobiles est plus fragile qu'un système statique et donc plus susceptible de défaillance, défaillance qui peut être catastrophique dans les deux cas : soit que le mécanisme déréglé est irréparable parce qu'inaccessible dans la cavité interne du réacteur ; soit que le défaut de fonctionnement entraîne des avaries majeures au caisson ou à l'isolant.

Contrairement à la plupart des projets à double étanchéité, la peau unique permet une exécution et un contrôle d'excellente qualité grâce à l'accès des deux côtés de la paroi jusqu'après les dernières soudures.

La peau chaude ne comprend pas de zones couples : tores de dilatation, soufflets, ... susceptibles de rupture par fatigue. Elle ne présente ni parois minces, ni angles vifs qui peuvent créer lieu à des corrosions locales ou à des ruptures

fragiles en cas de chocs ou d'efforts imprévus.

La fixation de la peau au béton évite tous les mouvements de dilatation thermique qui peuvent entraîner des déformations d'ensemble nuisibles au fonctionnement correct du réacteur.

La peau ayant une surface réduite en acier inoxydable, l'état pourra en être particulièrement soigné, ce qui représente une garantie importante vis-à-vis des attaques par corrosion qui peuvent nuire tant à la propreté de l'eau qu'à la conservation de l'étanchéité.

#### 2.4. Economie du caisson à paroi chaude

Le caisson à paroi chaude présente un certain nombre de traits qui sont favorables du point de vue économique :

- il supprime tout l'espace mort occupé par le système de calorifuge placé dans la cavité. Ceci entraîne une réduction importante du diamètre de la cavité,
- la peau chaude d'étanchéité qu'il faudra mettre en oeuvre devra être de nature inoxydable, mais c'est aussi parfois le cas d'une peau froide. Le fait d'avoir une peau chaude ne grèvera donc essentiellement que le poste ancrages,
- le calorifuge est réduit à une couche de béton chaud dont le prix est minime par rapport à tout autre isolant thermique qui serait placé dans la cavité,
- la couche de béton chaud étant hors pression et ce béton une fois stabilisé ayant une conductivité thermique assez basse, on pourra réduire le flux thermique, à évacuer, donc le système de refroidissement par rapport à celui nécessaire pour tout calorifuge mouillé, ainsi que tous les coûts qui y sont liés (coût des pertes thermiques ...)

### 3. Situation des recherches et réalisations

#### 3.1. Etat de nos connaissances

##### 3.1.1. Béton chaud

Le béton de l'ouvrage envisagé doit conserver ses qualités dans le temps malgré la forte température à laquelle il est soumis. Des études faites au C.E.S.T. (Centre d'Etudes Scientifiques et Techniques) de Grenoble, depuis de longues années, montrent que l'adhérence de la pâte de ciment se conserve bien à de hautes températures lorsque les molécules hydratées qui la produisent sont des molécules de silicate monocalcique contenant donc peu d'eau. Les détériorations que l'on observe sur des bétons chauffés sont dues à la présence dans le ciment de molécules contenant donc beaucoup d'eau, tels par exemple les aluminates et surtout les sulfoaluminates.

Le ciment que nous proposons d'utiliser, "ciment chaud" mis au point et breveté par le C.E.S.T., ne contient pas du tout de sulfoaluminates car on a évité d'y introduire du gypse ( $\text{SO}_4 \text{ Ca}$ ) à la fabrication. En outre, il contient une proportion exceptionnellement basse d'aluminates (3 à 4 % du radical  $\text{Al}_2 \text{O}_3$ ). On obtient ainsi un ciment qui a une prise très lente, mais qui se comporte très bien à des températures de 200 ou 300°C.

L'absence de sulfate de calcium a un autre avantage : on réduit considérablement les possibilités de corrosion des aciers noyés dans le béton qui aurait une origine électrolytique. Dans un ouvrage du type de celui que nous proposons, il y a des raisons de craindre de tels phénomènes qui n'existent pas dans les caissons déjà construits. La température élevée, la migration de quantités importantes d'eau depuis l'intérieur vers l'extérieur, font qu'il existe des zones où le risque d'une source de corrosion pourrait exister. En employant un ciment sans sulfate de calcium (et évidemment sans chlorure de calcium) on se met à l'abri de ce phénomène. Des essais avec le ciment chaud ont montré qu'effectivement sa composition était un facteur favorable en ce qui concerne cette corrosion.

a) Comportement en température

Pour apprécier la tenue en température d'un béton réalisé avec du ciment chaud, des essais ont été effectués au C.E.S.T. sur des éprouvettes stabilisées de compositions diverses.

Sur ces éprouvettes on a effectué des mesures de résistance, de vitesses soniques, de retrait-gonflement. Ces mesures sont effectuées après un nombre variable de cycles en température. Les résultats montrent que les propriétés mécaniques des diverses éprouvettes se stabilisent assez vite, que les valeurs stabilisées correspondent à une résistance élevée (cf figure 5).

b) Essais de relaxation

La couche de béton chaud est soumise aux effets de la température, de la pression et à la réaction de la structure précontrainte. L'essentiel des efforts qu'elle subit est dû au fait qu'étant bloquée par la structure précontrainte il en résulte une dilatation empêchée entraînant des contraintes thermiques. Pour analyser les effets sur le béton chaud, d'une part, sur la structure précontrainte d'autre part, on a effectué des mesures de relaxation bi-dimensionnelles sur une éprouvette de béton.

De ces mesures, on peut retirer les renseignements suivants (cf figure 6) :

- le béton chaud soumis au cyclage en température à déformation imposée, tend assez rapidement vers un état stable, ce cyclage n'a pas affecté la tenue de l'éprouvette,
- la poussée exercée par la couche chaude par suite du fluage n'est pas très élevée.

Ces essais en double étreinte vont être complétés par des essais en triple étreinte qui seront effectués au C.E.S.T.

c) Mesure de la conductivité thermique

Une série de mesures de conductivité thermique a été effectuée sur éprouvette stabilisée.

Ces essais ont donné une valeur de  $0,7 \text{ W/m}^\circ\text{C}$  pour la conductivité thermique du béton chaud.

### 3.1.2. Peau chaude

La peau chaude est maintenue à la température du fluide caloporteur, soit environ 300° C. Son épaisseur est comprise entre 10 et 30 mm ; sa résistance est donc négligeable pour des diamètres de caisson de l'ordre de 10 m et le béton lui impose sa déformation. Nous avons recherché, avec l'aide de la Société NEYRPIG, un métal capable de s'accommoder de ces déplacements et des conditions d'ambiance (rayonnement, corrosion, température) avec une sécurité élevée et pendant une durée de fonctionnement de 200 000 heures.

Les conditions de travail de la peau ont été étudiées dans le domaine élastique et au-delà de la limite élastique en tenant compte ou non de la relaxation ; les résultats indiquaient que le matériau idéal devrait avoir :

- un module d'Young faible
- un coefficient de dilatation faible
- une limite élastique proportionnelle élevée

Ces considérations nous ont amenés à sélectionner dans un premier temps les aciers Z3 CN 18-10 bas carbone, 17-4 PH, A.D.R., l'araging et des alliages de Titane et de Zirconium.

Après analyse des caractéristiques de ces différents matériaux, nous avons éliminé l'A.D.R. et le l'araging qui résistent mal à la corrosion, le titane et le zirconium difficiles à mettre en oeuvre pour un ouvrage de l'importance d'un caisson. Il ne reste donc que l'acier inoxydable type 18/10 et le 17-4 PH.

#### a) Acier 17-4 PH

Cet acier a contre lui une certaine tendance à la corrosion sous tension (la peau n'est cependant en traction qu'à la température ambiante) surtout à l'état durci. Il est nettement moins sensible à l'état adouci, mais par contre, dans cet état la contrainte de traction sera importante et nécessitera des ancrages importants. Son principal avantage est de ne subir une plastification que pendant le premier cycle, donc de ne pas imposer un nombre de cycles limité.

#### b) Acier inoxydable type 18/10

Cet acier est relativement simple à mettre en oeuvre dans de bonnes conditions sans traitement thermique, sa résistance à la corrosion et au rayonnement est



bonne, mais il subit une plastification à chaque cycle et avant de pouvoir se prononcer sur son utilisation, il faut examiner attentivement le nombre et l'amplitude probable des variations de température.

Il y a avantage à rechercher un acier ayant une charge de rupture la plus faible possible et peu écrouissable pour pouvoir réduire la force des ancrages.

### 3.2. Etudes et essais

Pour compléter l'étendue de nos connaissances sur le "béton chaud" et la "peau chaude" et pouvoir se libérer des incertitudes que comporte encore le concept de caisson à paroi chaude, des études et essais complémentaires sont nécessaires.

#### 3.2.1. Béton chaud

Il faut faire des essais pour connaître :

- les caractéristiques mécaniques du béton chaud, afin de comparer des bétons de nature différente
- les caractéristiques thermiques de divers bétons chauds
- la corrosion : le problème de la migration de l'eau du béton sous l'effet de la température est important, car elle peut provoquer une désorganisation du béton au cours du temps. Il faut mesurer la porosité, la perméabilité et les quantités d'eau libérées et étudier l'effet d'un drainage de la partie chaude du béton.
- le comportement du béton chaud sous l'effet de la température. C'est un essai de synthèse permettant d'étudier :
  - o le fluage
  - o les effets de cyclages de température
  - o la répartition des températures dans le béton
  - o le refroidissement (mesure du flux évacué).

### 3.2.2. Peau chaude

Les essais peuvent se classer en 3 catégories :

- a) Essais permettant de mieux connaître les matériaux du point de vue :
  - caractéristiques mécaniques de la peau : ce sont des essais de relaxation à 20 et 300° C et de cyclage thermique entre 20 et 300° C sur éprouvettes.
  - mise au point des procédés de soudure
  - corrosion : de l'acier de la peau, au niveau des soudures et au contact peau-béton.
- b) Essais de flambage de la peau seule : pour déterminer la tenue au flambage de la peau en fonction de son épaisseur, du pas des ancrages et du défaut de planéité que l'on peut rencontrer.
- c) Essais de l'ensemble peau-béton : pour vérifier le bon comportement de la liaison de la peau au béton au niveau des ancrages.

Dans le cas d'une réalisation, ces essais doivent déboucher sur un essai avec un modèle réduit du caisson.

### 3.3. Aspect économique

Nous avons fait récemment deux études pour des caissons en béton précontraint de réacteur à eau ou eau lourde bouillante, l'une pour le compte du C.E.A., l'autre pour l'EURATOM.

Le caisson de la première était un caisson à paroi chaude, celui de la deuxième était un caisson de type actuel, c'est-à-dire possédant un calorifuge sur sa face interne.

Les études de prix de ces caissons ont fait apparaître que le coût au mètre carré de la peau (ancrage compris) et du béton chaud du caisson à paroi chaude était nettement inférieur au coût au mètre carré du calorifuge et de la peau du second caisson.

Le seul aléa important de la solution caisson à paroi chaude réside évidemment dans le bon comportement de la peau chaude, puisqu'aucune réalisation de ce genre n'a été faite jusqu'à ce jour.

#### 4. Esquisse d'une solution à très forte pression

Si les connaissances actuelles sur les caissons en béton précontraint permettent de penser que ceux-ci sont réalisables pour des pressions de service allant jusqu'à 120 bars ou un peu plus, on peut se demander quelles seraient les solutions de caisson résistant à des pressions très supérieures. Nous avons pensé à une solution groupant à la fois les deux types de caissons : métallique et béton précontraint.

Considérons un caisson métallique cylindrique dont les fonds sont constitués par des demi-sphères ; les contraintes de traction sont inversement proportionnelles à l'épaisseur d'acier et deux fois plus importantes dans le fût cylindrique que dans les fonds sphériques. La faisabilité d'un tel caisson est limitée par l'épaisseur maximum d'acier soudable, donc par une pression interne maximum. On peut doubler la pression qui constitue la limite de faisabilité des caissons en acier si on renforce la virole cylindrique par un épais anneau en béton précontraint. La charge due à la pression sera répartie en deux fractions sensiblement égales, l'une supportée par le cylindre en acier, l'autre par l'anneau en béton. Ainsi on aura besoin de la même épaisseur d'acier dans toutes les parties du caisson. Cette répartition n'est réalisable que si on interpose entre les deux organes résistants une couche de matériau à faible module d'élasticité. On envisage d'utiliser du sable, qui ferait également office de calorifuge, le caisson d'acier étant chaud, et l'anneau en béton étant maintenu froid.

Cet ensemble a l'avantage supplémentaire d'être autorégulateur. S'il y a une augmentation de la pression, l'effort supplémentaire qui en résulte dans la structure se répartit tant dans l'acier que dans le béton précontraint. Le dessin de principe d'un tel caisson est donné sur la figure 7.

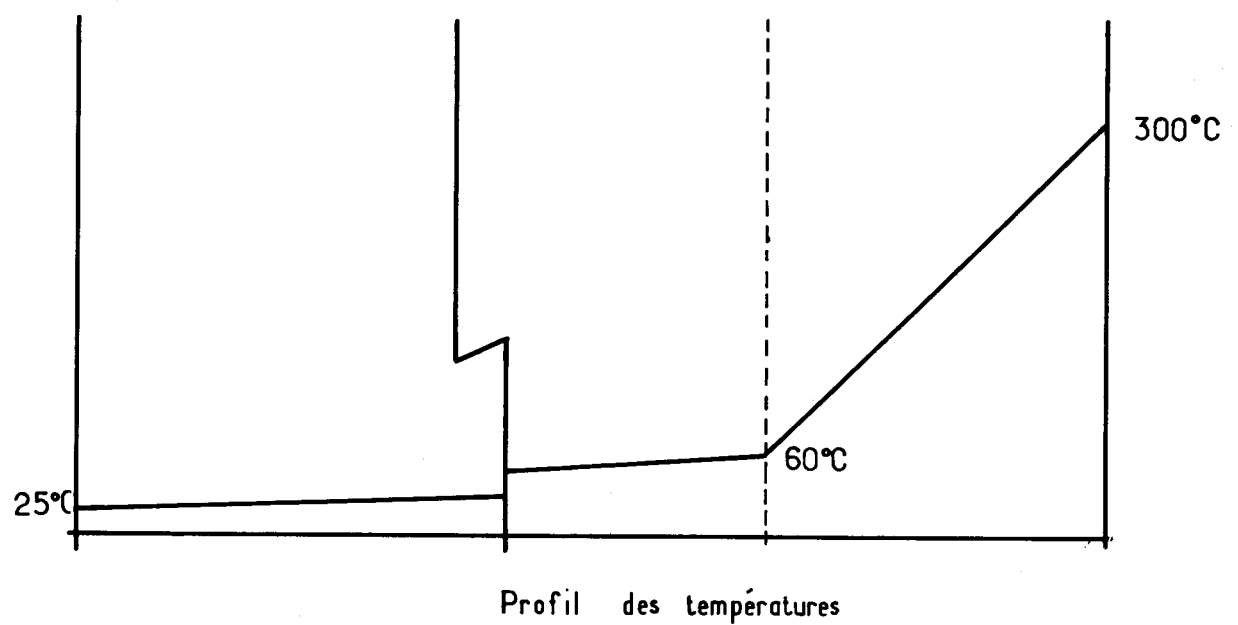
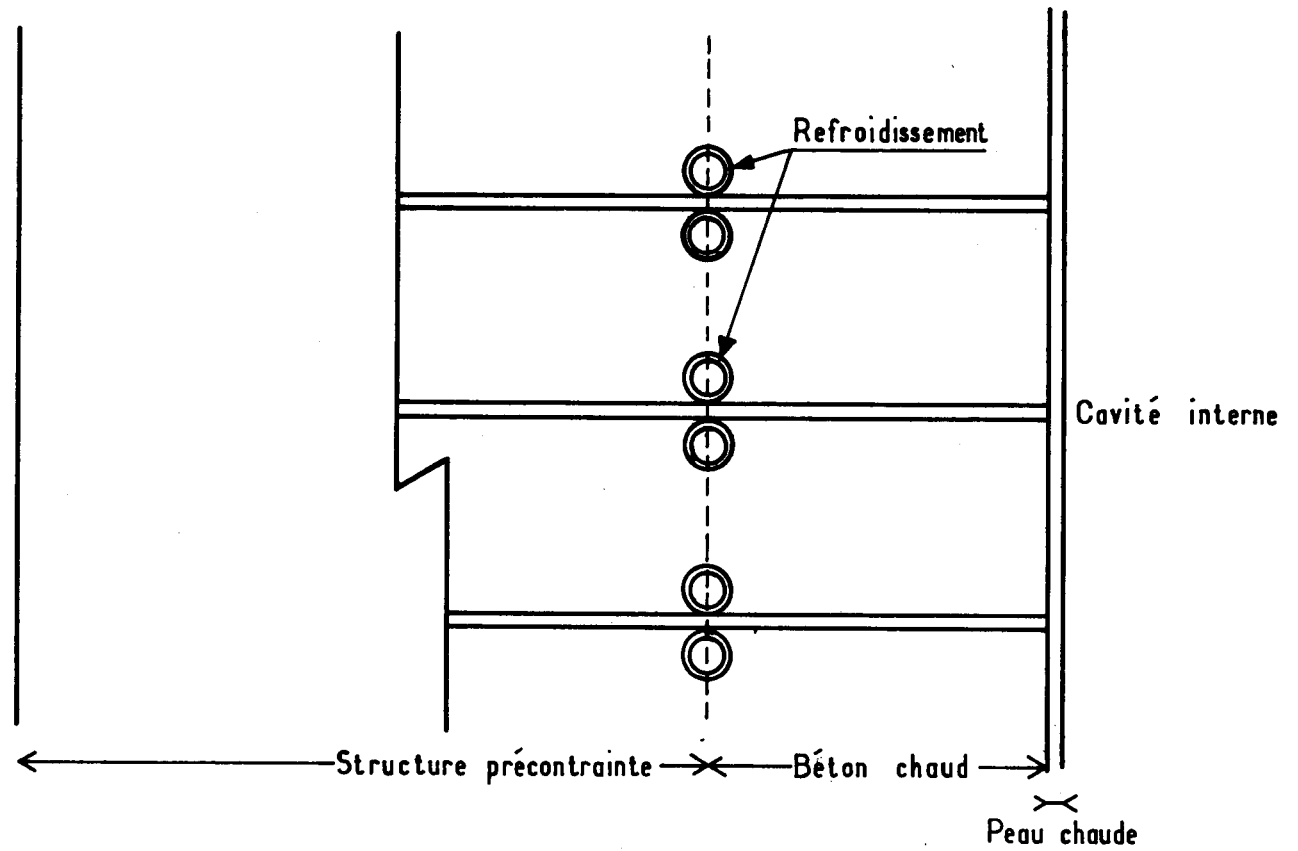


FIGURE 1 : schéma de principe du caisson à paroi chaude.

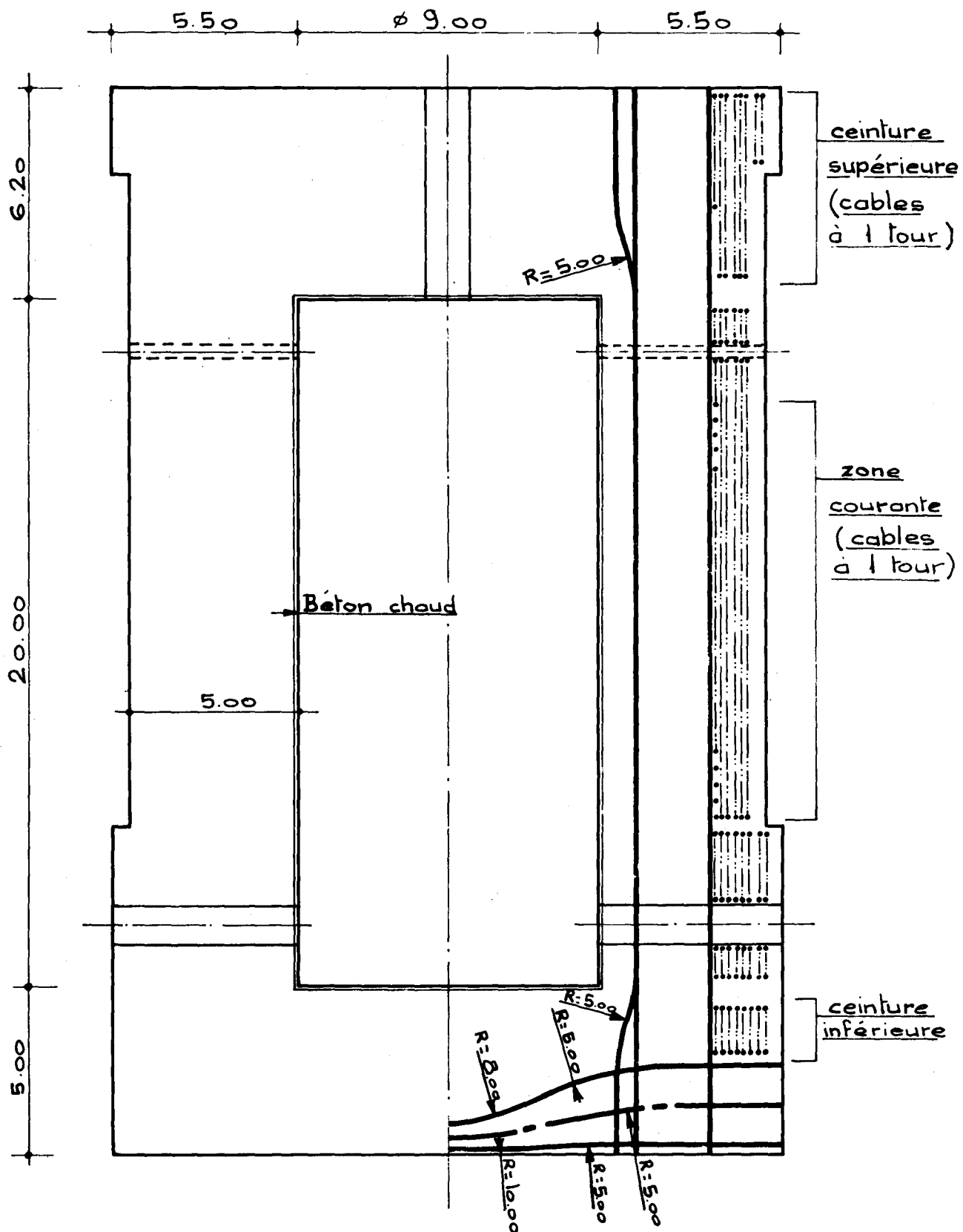


FIGURE 2 : caisson a eau chaude bouillante  
plan de coffrage et précontrainte

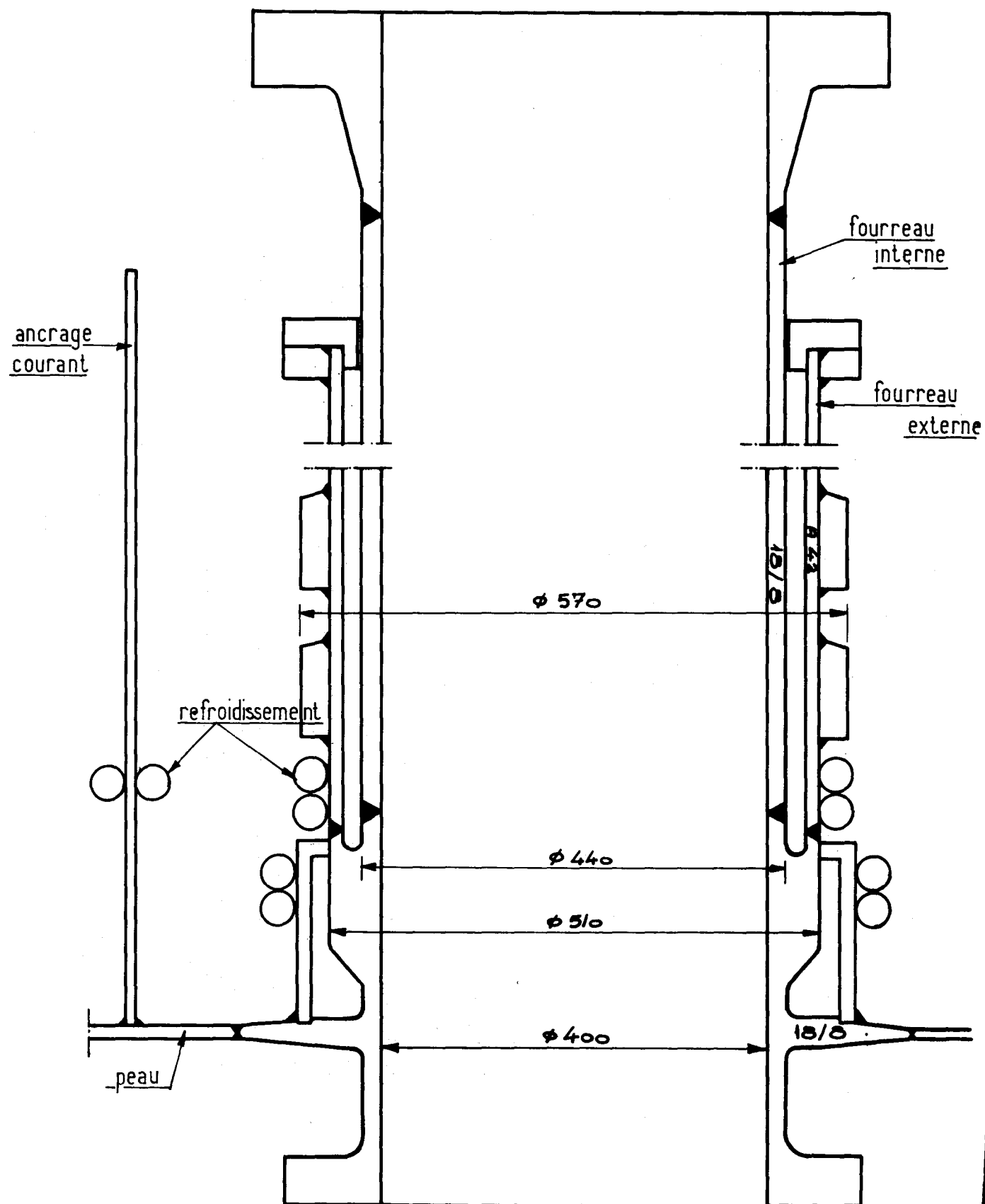


FIGURE 3 : parties métalliques - traversée type.

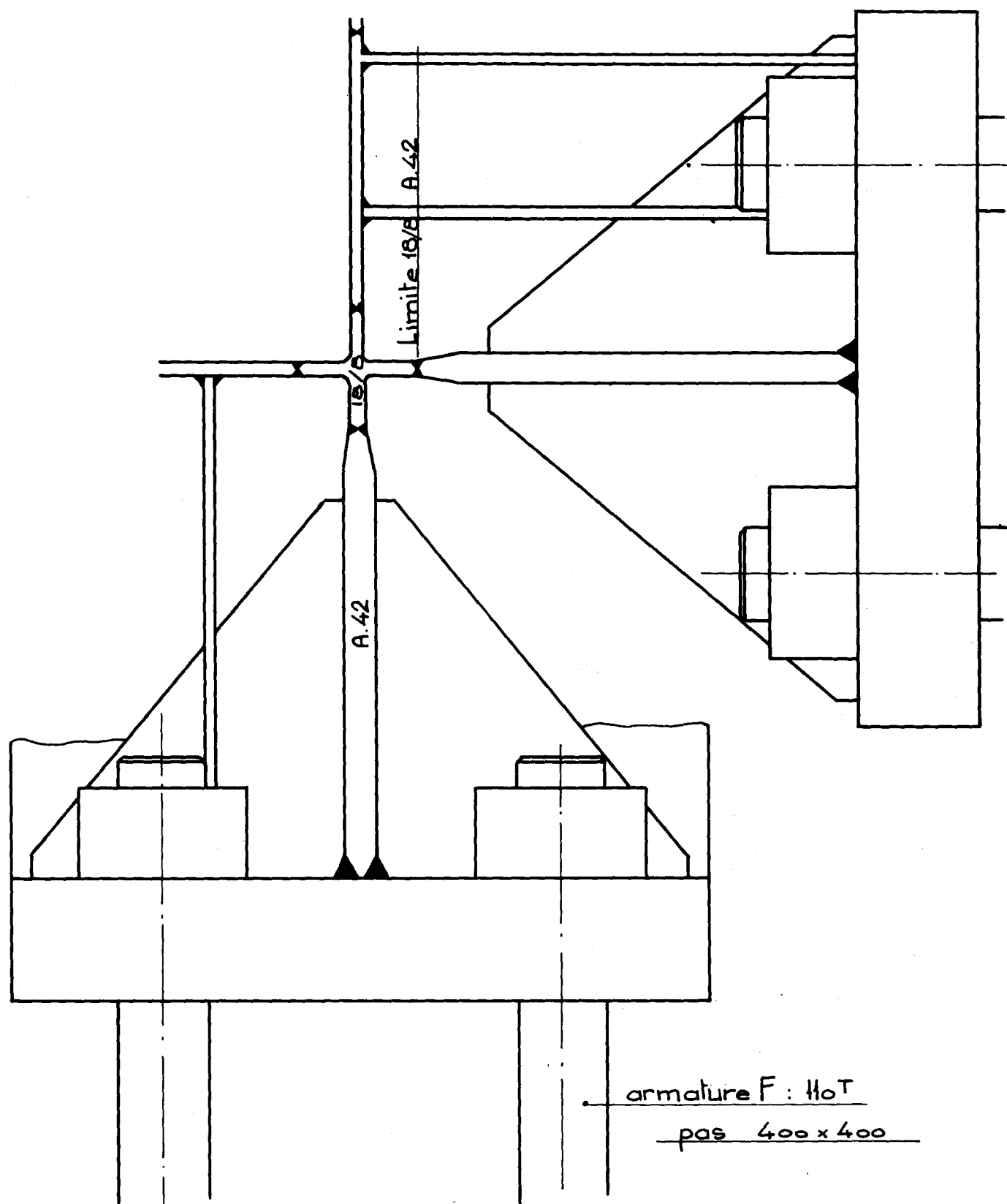
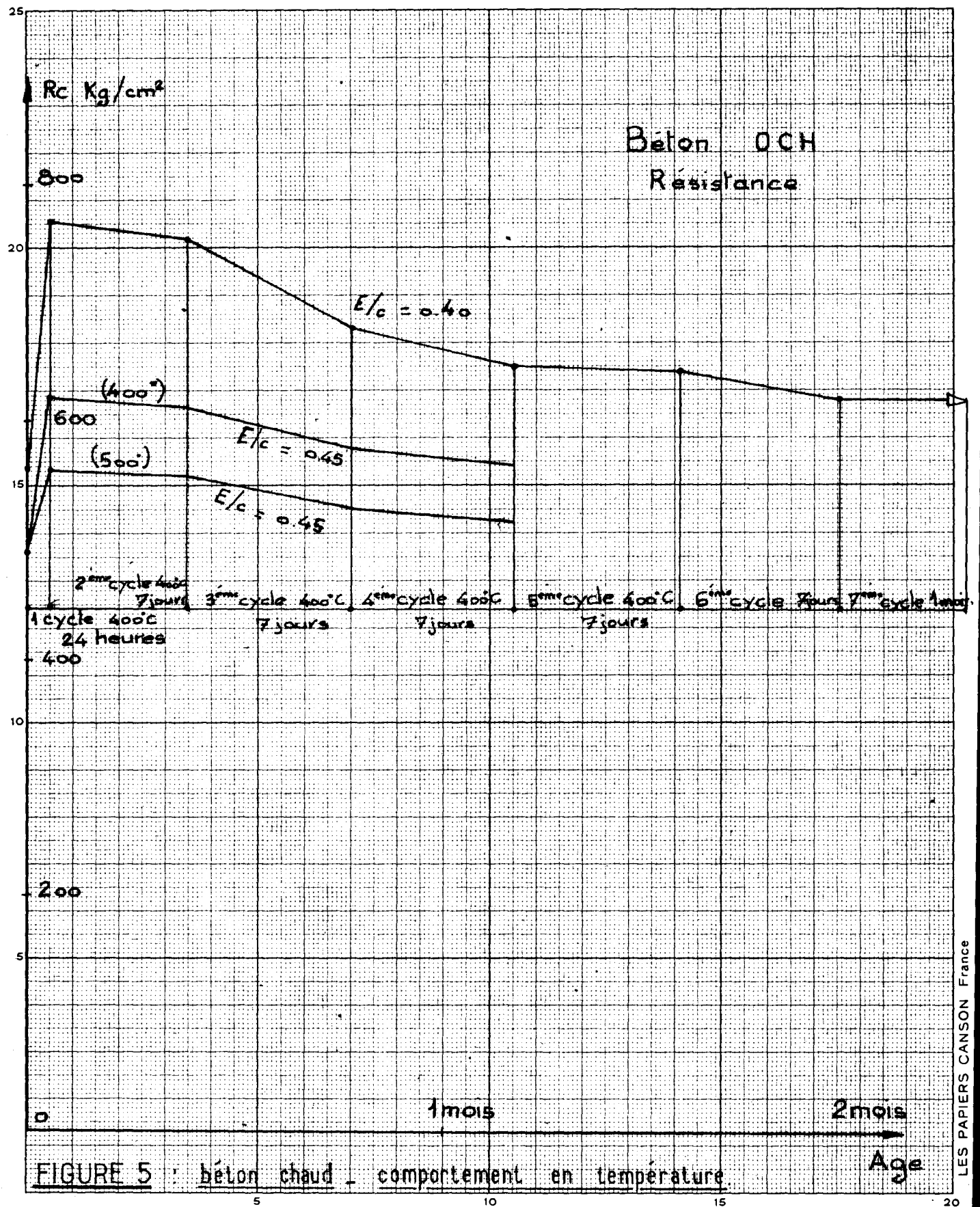
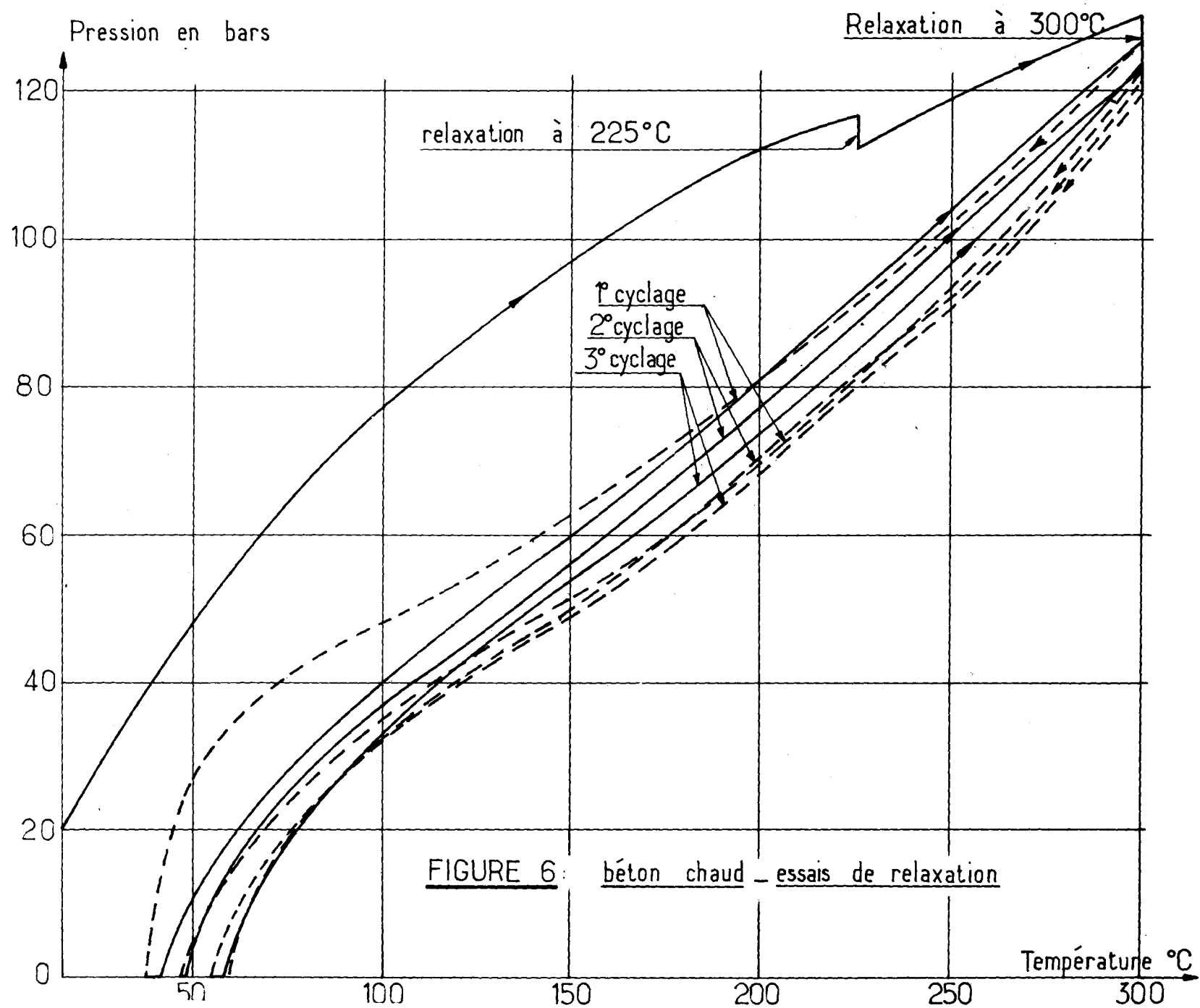


FIGURE 4 : parties métalliques : détail ancrage peau - fonds .







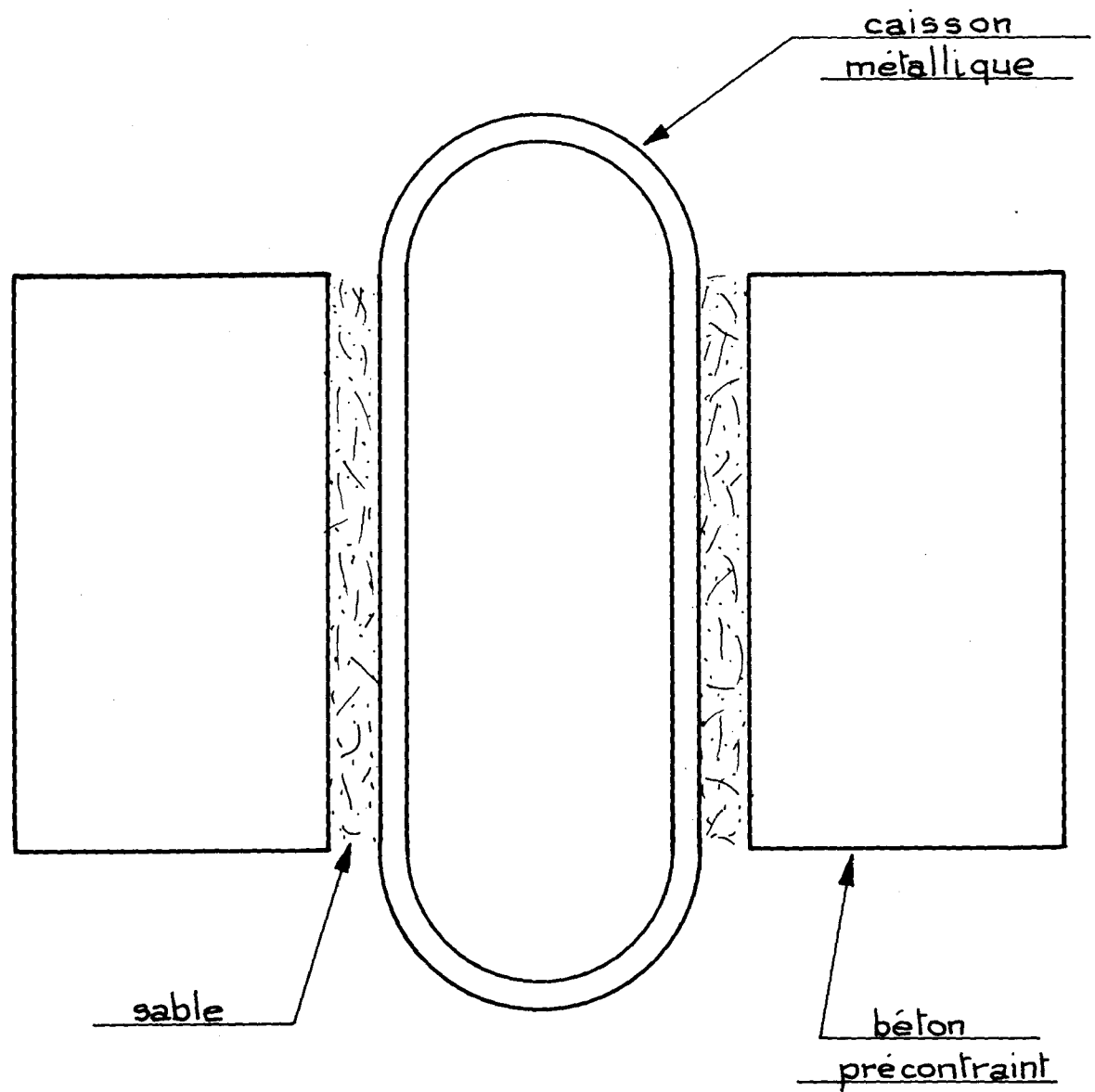


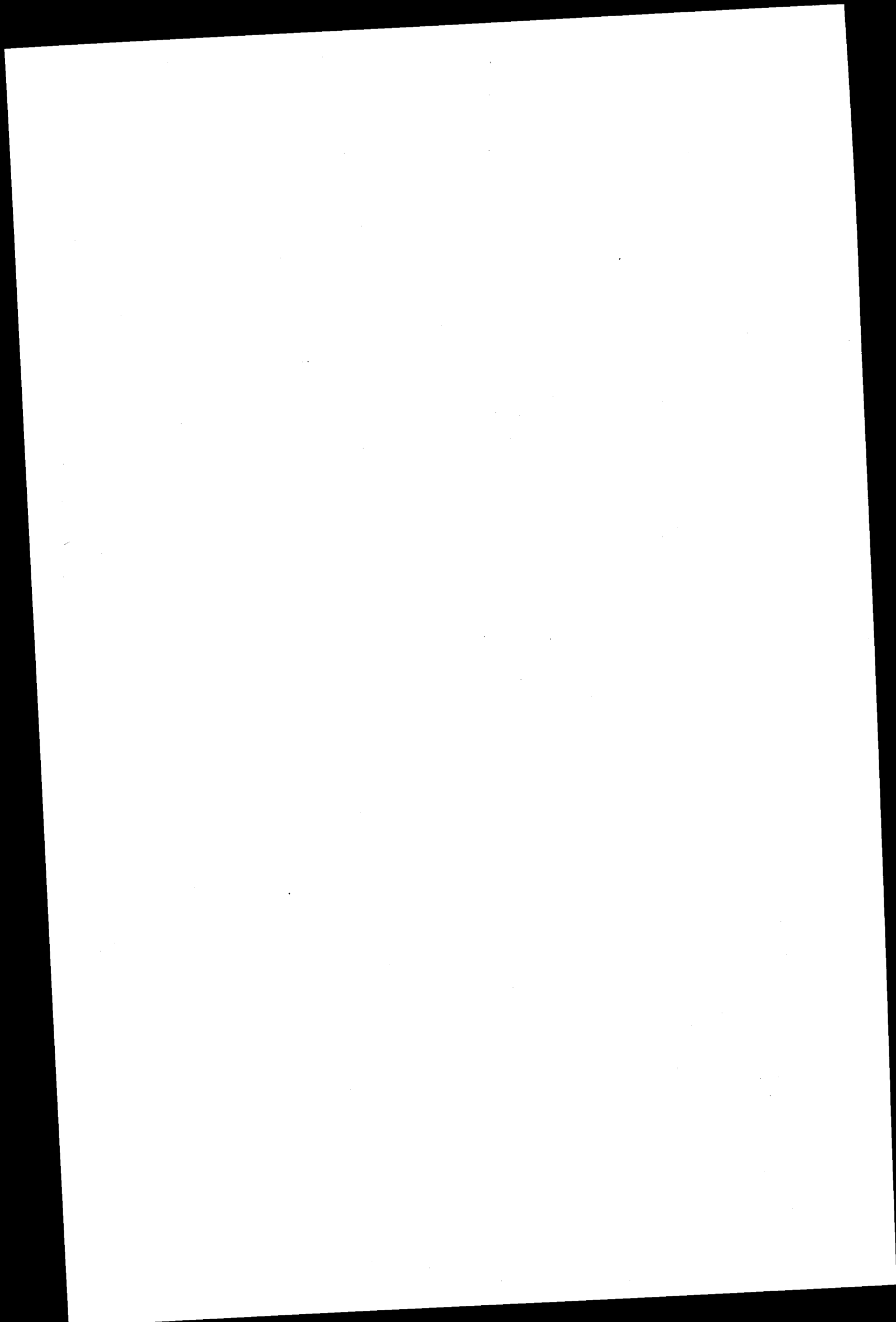
FIGURE 7 : caisson à très forte pression.

RESULTATS DE RECHERCHES SUR UN NOUVEAU PROCEDE  
DE PRECONTRAINTE APPLICABLE AUX CAISONS  
DE REACTEURS NUCLEAIRES

P. PATIN - R.A.T.P., Paris

R. LOCA - SESTIG/CITE, Paris

G. NOEL - CEBTP, Paris



### Idee fondamentale du procede

L'idée d'appliquer à un ouvrage en béton des forces capables de faire de ce béton un matériau nouveau garanti contre les ruptures par traction a déjà suscité de nombreux procédés de précontrainte devenus classiques.

Dans la plupart des cas, les armatures de précontrainte sont dans le corps de l'ouvrage.

Mais, des études théoriques et des études sur maquette ont montré tout l'intérêt de la précontrainte extérieure.

Le procédé pour lequel M. PATIN a déposé un brevet permet de réaliser ce mode de précontrainte.

Il comporte l'emploi d'une enveloppe, en béton armé constituant avec l'ouvrage à précontraindre une cavité étanche dans laquelle est envoyé un fluide sous-pression qui met l'ouvrage en compression et l'enveloppe en extension. Si ce fluide a la propriété de se solidifier il permettra le "gel" de la précontrainte.

(figure n° 1)

L'originalité du procédé tient au fait :

a) que la mise en tension des armatures de l'enveloppe est faite globalement,

b) qu'il n'y a pas de perte de tension par frottement

c) que la possibilité de maintenir la cavité étanche en pression constante est un moyen de rattraper en grande partie les chutes de tension par fluage et relaxation.

.../...

Dès lors, il n'est pas indispensable d'armer l'enveloppe avec des aciers durs à très haute limite élastique, puisque l'on n'a pas à compenser des pertes de tension pour avoir les forces de précontrainte décomptées.

L'on pourra employer des aciers pour béton armé, écrouis et à haute adhérence.

°  
°   °

Le procédé est applicable aux enceintes ouvertes telles que les réservoirs, les silos, les conduites forcées.

Il l'est aussi aux enceintes fermées : l'exemple d'un caisson de réacteur en est la preuve. L'on doit remarquer que cette enceinte fermée peut être de forme sphérique.

De plus, rien ne semble s'opposer à ce que dans un même ouvrage l'on réalise plusieurs enceintes concentriques.

(figure n° 2)

Etant donné que les résultats expérimentaux obtenus sur maquettes ont montré que le procédé présente des avantages techniques et économiques réels, il est permis d'espérer que l'on en fera l'utilisation, à l'échelle industrielle.

Nous allons vous exposer les recherches entreprises et les résultats obtenus sur la maquette au 1/10<sup>e</sup> d'un caisson de réacteur en cours de construction, en France.

.../...

### Application du procédé à un caisson de réacteur nucléaire

La technique du béton précontraint, maintenant suffisamment éprouvée, n'a pas manqué d'attirer l'attention des constructeurs de réacteurs nucléaires.

Le type d'enceinte sous-pression, en béton précontraint, actuellement utilisé pour la filière graphite-gaz est de forme cylindrique.

Elle se compose d'une paroi cylindrique épaisse, et de deux dalles épaisses constituant avec la paroi le logement du réacteur et de l'équipement annexe.

(figure n° 3)

Il résulte de cette conception que les forces de précontrainte doivent être appliquées :

- en étreinte radiale sur les fonds et le fût du caisson
- en compression longitudinale sur le fût du caisson

Dans le cas de la précontrainte extérieure telle que réalisée par le procédé CITE-PATIN, il a été nécessaire, pour exercer la compression longitudinale du fût du caisson de façon rationnelle et économique pour l'enveloppe en béton armé, de donner au caisson un profil tronconique aux extrémités.

La paroi de l'enveloppe en béton armé est alors d'épaisseur constante tout le long du fût du caisson avec une surépaisseur dans la zone des traversées des gaines de soufflantes, mais, d'épaisseur variable au droit des dalles du caisson.

.../...

La cavité étanche réalisée entre le caisson et son enveloppe est annulaire et de largeur constante. Son feuillet moyen se compose d'une surface cylindrique limitée par deux surfaces tronconiques.

#### Dimensionnement du caisson

Pour faire une étude sur maquette, il était tout indiqué de partir d'un ouvrage en cours de construction, pour se placer, en cas de réussite, dans la perspective de la réalisation d'un ouvrage de la même série.

Les dimensions intérieures du caisson étant connues, les épaisseurs de la paroi cylindrique et des fonds ont été déterminées pour que, dans les conditions de charges fixées, les valeurs des contraintes correspondent aux limites imposées.

La "théorie des Plaques et Coques" en résistance des matériaux a permis de faire un premier dimensionnement.

Le caisson étant constitué de deux dalles encastrees sur un cylindre creux à paroi épaisse, la méthode de calcul a consisté à établir la compatibilité des déformations entre ces trois éléments.

Les résultats obtenus par cette méthode ont été suffisamment encourageants pour nous inciter à en avoir une confirmation, par l'emploi d'une méthode faisant appel à la théorie de l'Elasticité.

Il existe un programme de thermoélasticité à deux dimensions, pour ordinateur CDC 3 600, élaboré par la Compagnie Industrielle de Travaux (CITRA) et la Société d'Etudes Nucléaires et des Techniques Avancées (SENTA).

.../...



Ce programme permet de traiter le problème de l'équilibre thermoélastique à deux dimensions, pour un solide de dimensions finies, grâce au choix judicieux d'un système de coordonnées qui ne fait dépendre l'état du solide que de deux coordonnées d'espace  $r$  et  $Z$ .

Ce que l'on a cherché à déterminer par ce programme ce sont les distributions dans le solide :

- de la température, et du flux thermique
- du déplacement, et du tenseur des contraintes.

A cette fin, le solide a été partagé en petits domaines élémentaires, suivant un schéma de maillage.

(figure n° 4)

Nous n'entrerons pas dans les détails.

Les résultats obtenus par cette méthode ont confirmé ceux de la méthode précédente, et précisé les valeurs des contraintes autour de l'encastrement des dalles et du cylindre.

L'on a pu également, grâce à ce programme, représenter graphiquement les déformées du caisson dans les différents cas de charge.

(figure n° 5)

Nous ferons observer qu'il n'y a pas d'aciers passifs dans le caisson, et que par conséquent la précontrainte est pure.

.../...

L'usage est de la cavité annulaire : conception de vérin

L'utilisation de la méthode de calculs basée sur la "théorie des Plaques et Coques" a permis de fixer les valeurs des pressions de précontrainte  
(figure N° 5)

Celles-ci se répartissent de la façon suivante :

- une étreinte radiale sur le fût du caisson
- une étreinte radiale sur les dalles au voisinage de leur encastrement sur le fût
- Une étreinte oblique sur la partie tronconique des dalles.

Dès lors, la cavité annulaire entre le caisson et son enveloppe devait être divisée en cinq zones.

La largeur de cette cavité étant appelée à s'agrandir, les organes destinés à assurer son cloisonnement étanche devaient pouvoir se déformer.

D'autre part, l'enveloppe en béton armé sollicitée à la traction étant fissurable, il était nécessaire de penser à son étanchéité.

Enfin, la réalisation même de la cavité annulaire était à prendre en considération.

Nous avons opté pour un cheminement de la cavité par deux parois métalliques en tôle fine, l'une appliquée sur le caisson, l'autre appliquée sur l'enveloppe en béton armé, et pour le raccordement de ces deux parois, par des membranes en tôle fine à profil semi-torique.

(Figure N°6)

.../...

Cette conception permet de multiplier le cloisonnement de la cavité annulaire et de réaliser ainsi des vérins actifs ceinturant l'ouvrage, pour diverses pressions de précontrainte.

Le vérin total est donc réalisé en tôle fine soudée.

(figure n° 6 bis)

L'acier de ces tôles, choisi pour ses qualités d'emboutissage et son grand allongement à la rupture permet au vérin de s'adapter aux déformations relatives du caisson et de son enveloppe.

A vide, les parois du vérin sont maintenues écartées par des profilés en acier.

Le vérin étant un élément sur lequel repose la mise en jeu des forces de précontrainte, son étanchéité est essentielle.

Celle-ci dépend de l'aptitude des tôles à la déformation, et de la qualité des soudures d'assemblage.

Les contrôles sur ces deux points sont à effectuer de façon rigoureuse, aussi bien en atelier qu'en position sur l'ouvrage.

Des tubulures, traversant l'enveloppe en béton armé assurent le remplissage, la mise en pression du vérin et l'écoulement de trop plein.

#### Dimensionnement de l'enveloppe en béton armé

L'enveloppe en béton armé constitue la pièce maîtresse du procédé.

.../...

Ce sont ses armatures qui assurent la précontrainte.

C'est un ouvrage qui travaille à la traction dans deux directions à la fois. Sa fissuration est inévitable.

Le béton devra avoir une résistance à la traction aussi élevée que possible pour que sa fragilité soit faible et qu'ainsi sa fissuration n'ait pas lieu prématurément.

Les sections des armatures ont été déterminées par un calcul à la rupture, dans l'hypothèse où la pression interne se développant dans le caisson, à froid, atteint une valeur égale à 2,5 fois la pression de service, soit 112,5 bars.

Ces armatures en acier écroui, à haute adhérence (genre TENTOR) sont distribuées entre quatre réseaux :

- le premier est longitudinal, formé de barres droites soudées bout à bout et réparties en plusieurs nappes dans l'épaisseur de la paroi.
- le deuxième se compose de cerces soudés, coupant orthogonalement les barres verticales.
- le troisième comprend des armatures disposées radialement dans les extrémités de l'enveloppe.
- le dernier réseau est constitué de barres croisées situées entre les passages des gaines des soufflantes .

(figures Nos 7 - 8 - 9)

Pour des raisons de sécurité, il est préférable de ne pas réaliser la continuité des barres ou la fermeture des cerces, par recouvrement.

De ce fait, les aciers devront être de qualité soudable.

Cette condition a pour conséquence de limiter le choix des nuances d'acier à celles dont la limite élastique est inférieure à 50 kgf/mm<sup>2</sup>.

Mais il ne semble pas que cette frontière soit in franchissable.

En attendant, les aciers TENTOR utilisés dans la maquette et dont la limite élastique à prendre en compte dans les calculs est de 45 kgf/mm<sup>2</sup> pourront être employés dans l'ouvrage réel.

#### Traversée des gaines de soufflantes

La maquette au 1/10<sup>e</sup> comporte, à l'échelle, les passages des gaines de soufflantes.

(figure n° 10)

Il fallait envisager de maintenir dans un plan fixe les axes des gaines, pendant les déformations relatives du caisson et de son enveloppe.

La conception du profil du caisson et certaines dispositions constructives ont permis de résoudre cette difficulté de manière satisfaisante.

En effet, les gaines des soufflantes sont normalement encastrées dans la paroi du caisson.

Elles traversent la cavité annulaire. Si elles étaient aussi encastrées dans l'enveloppe, elles ne résisteraient pas aux forces de traction exercées par celle-ci sous l'action du vérin.

.../...

Il est donc nécessaire qu'elles puissent glisser au travers de l'enveloppe.

Ceci a pour conséquence l'existence d'organes assurant, à la fois, le glissement des gaines et l'étanchéité du passage.

(figure n° 11)

En ce qui concerne le vérin, il a été possible de lui donner des dimensions suffisantes, pour qu'en plus des forces de précontraintes, il développe un effort venant équilibrer le poids propre du caisson et de son équipement.

(figure n° 12)

#### Méthodes de construction du caisson

La méthode suivie pour la réalisation de la maquette peut être appliquée à l'ouvrage réel.

Les parois métalliques de vérin et la peau d'étanchéité du caisson sont utilisés comme coffrages.

Le montage des éléments de parois du vérin et de la peau d'étanchéité suivent la progression du bétonnage.

(figure n° 10)

- En principe, l'on commence par le bétonnage de l'enveloppe en béton armé.

Ce bétonnage est arrêté à la partie haute, au niveau du changement d'épaisseur.

.../...

- Le caisson est ensuite construit jusqu'au niveau de la dalle supérieure.
- Le vérin est terminé
- Le bétonnage reprend par l'achèvement de l'enveloppe.
- La dalle supérieure est bétonnée en dernier lieu.

(figure, maquette terminée, n° 13)

#### Bétons de l'enveloppe et du caisson

Voici quelques renseignements sur les bétons réalisés.

Pour obtenir un béton répondant aux hypothèses de calcul et dont la mise en oeuvre n'offre pas de difficultés susceptibles de se répercuter sur le coût de la construction, l'on a choisi, après essais, du ciment CPA 400 et le dosage suivant :

- ciment                      400 kg/m<sup>3</sup>
- E/C                      = 0,4
- G/S                      = 1,8 (avec des gravillons 5/25 et  
   du sable de Seine 0/5)

A la mise en place, le béton a été pervibré.

Les résultats d'essais sur éprouvettes vous seront donnés tout à l'heure.

En ce qui concerne l'enveloppe en béton armé la dimension maximum des granulats a été déterminée par les

.../...

espacements entre armatures.

Voici, avec du CPA 400 les matériaux retenus :

- gravillons 3/8
- sable de Seine 0/5
- pozzolithe

#### Mise en précontrainte

La mise en précontrainte globale a été effectuée à l'achèvement de la construction, dès que les essais sur éprouvettes eurent renseigné sur la résistance du béton.

En première étape, le vérin total a été mis en charge avec de l'eau. L'on a atteint progressivement les valeurs des pressions déterminées par le calcul, soit :

- 88 kgf/cm<sup>2</sup> dans les vérins actifs d'extrémités
- 65 kgf/cm<sup>2</sup> dans les vérins d'angle
- 44 kgf/cm<sup>2</sup> dans le vérin central agissant sur le fût du caisson

En seconde étape, le vérin a été bloqué au coulis d'injection.

Une défaillance du matériel d'injection a retardé l'opération. Le temps d'injectabilité du coulis ayant été dépassé, les pressions dans les vérins actifs n'ont pas atteint les valeurs de calcul.

Néanmoins, ainsi que vous le verrez tout à l'heure, les résultats d'essais ont été satisfaisants, tant dans les conditions de service normal, que dans celles du service exceptionnel.

.../...



### Caractéristiques du coulis d'injection

L'injection ayant pour but le gel de la précontrainte, le coulis doit avoir les propriétés suivantes :

- retrait faible
- temps de mise en oeuvre long

Dans la maquette, un mélange à base de ciment a été utilisé auquel on a ajouté :

- un produit assurant un certain pourcentage de gonflement au coulis.
- un retardateur de prise
- une charge lubrifiante.

L'opération d'injection a duré 12 heures.

### Programme des essais

Le programme d'essais à effectuer sur maquette, dans le cadre du contrat de recherches avec EURATOM, comportait l'application de charges correspondant aux conditions de fonctionnement d'un réacteur nucléaire récent.

Nous avons donc eu à réaliser des essais à froid et à chaud, sous précontrainte, et à pousser ces essais jusqu'à la rupture.

Ces essais se sont déroulés en deux temps :

- tout d'abord en phase liquide
- ensuite en phase solide

.../...

### Dispositifs d'essais

Pour établir les différences de température dans les parois du caisson celui-ci a été rempli d'eau, et cette eau chauffée, au moyen de 4 thermoplongeurs de 7 500 watts chacun.

(figure n° 14) photo thermoplongeurs

Les températures ont été maintenues constantes pendant la durée des cycles de pression et enregistrées.

(figure n° 15) photo MECI

### Résultats d'essais

M. NOEL, Ingénieur au Centre de Recherche et d'Etudes du Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics va vous les exposer.

.....

### Conclusion

Nous venons de vous montrer que l'on peut appliquer le nouveau procédé de précontrainte extérieure CITE-PATIN à une enceinte fermée soumise à une pression interne et à une différence de température entre la face interne et la face externe de ses parois.

Vous avez pu voir que la construction d'une telle enceinte par ce procédé ne présente pas de difficultés particulières. Il suffit que la conception soit exempte de tout défaut majeur et que l'exécution soit contrôlée dans les moindres détails.

.../...

Les avantages techniques du procédé résultent :

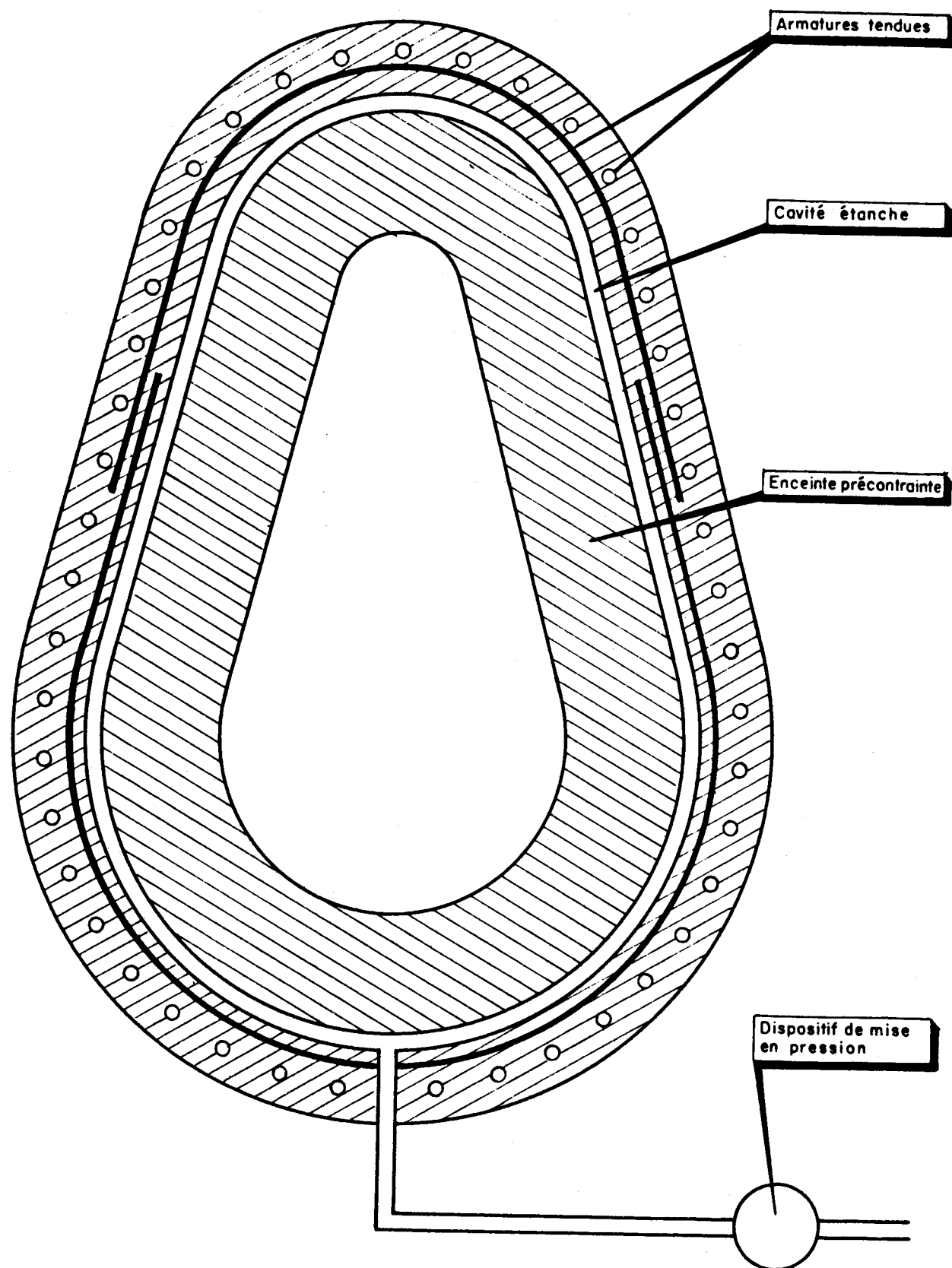
- d'une part, du fait que la précontrainte réalisée est extérieure :
  - répartition des contraintes optimum
  - fissuration sous contraintes thermiques limitée
- et d'autre part du procédé lui-même :
  - précontrainte globale
  - pas d'aciers passifs
  - double chemisage du caisson empêchant la migration de l'eau du béton et diminuant ainsi le retrait et le fluage.
  - réglage du vérin en phase liquide permettant de rattraper les chutes de tension par fluage et relaxation.

Du point de vue économique la comparaison faite avec le procédé par câbles mais limitée aux bétons, coffrages, armatures et mise en précontrainte montre un léger avantage (3%) du procédé PATIN.

En ce qui concerne la sécurité les résultats d'essais ont été positifs.

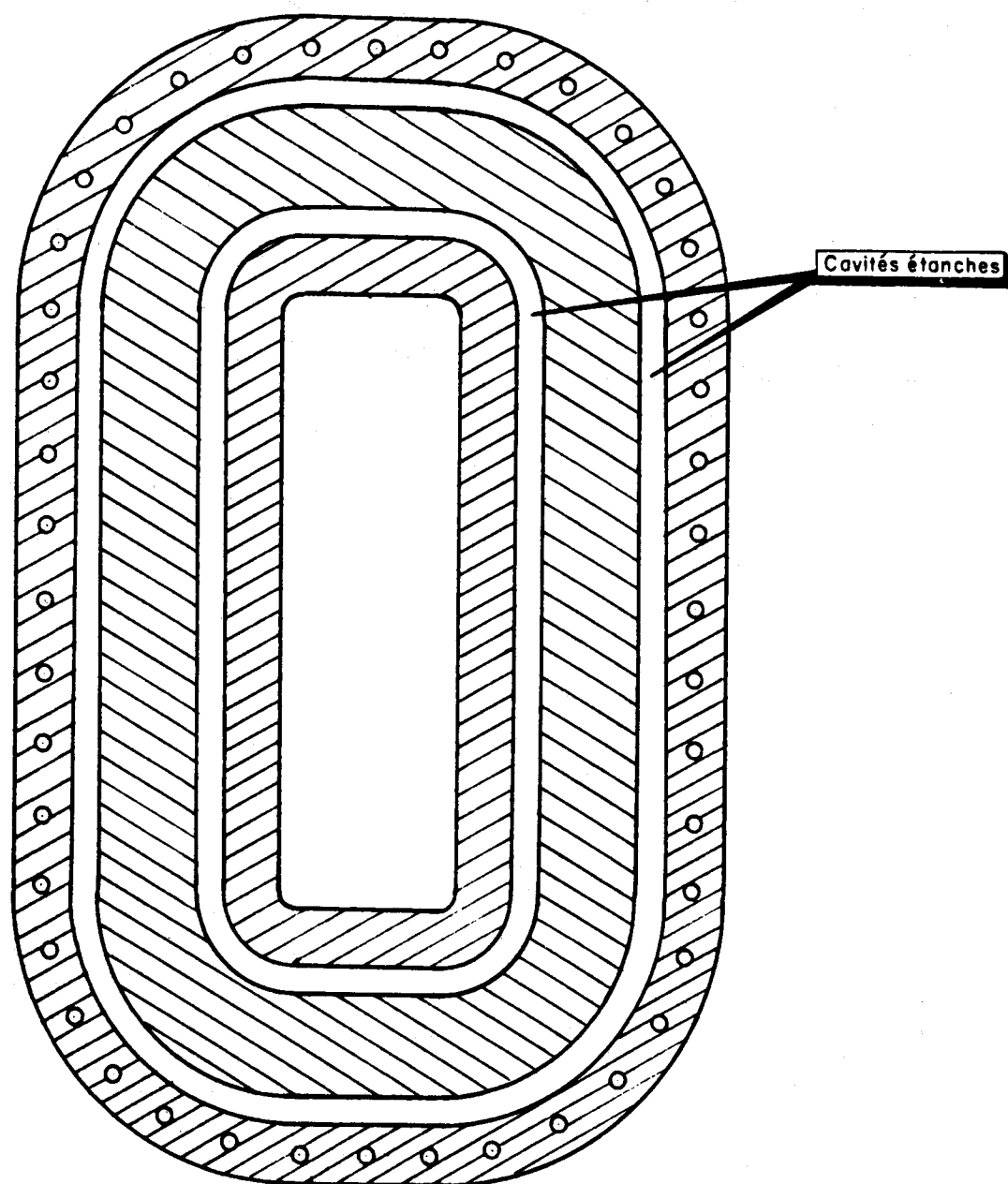
Nous pensons avoir satisfait votre curiosité, et nous espérons que les utilisateurs éventuels auront été intéressés par les informations que nous avons données.

-----



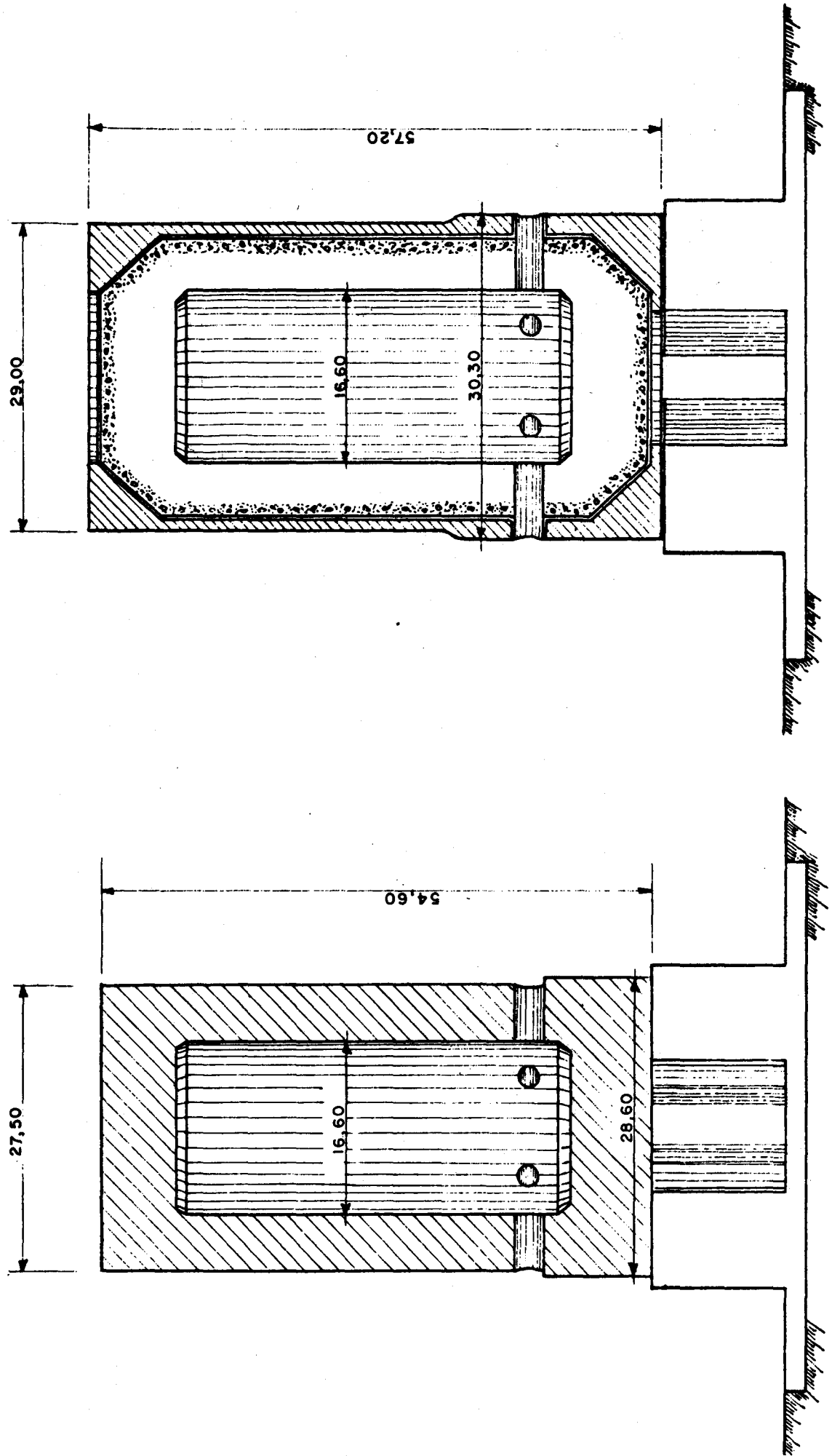
PRINCIPE DE L'INVENTION

Fig : 1



VARIANTE DU PROCEDE

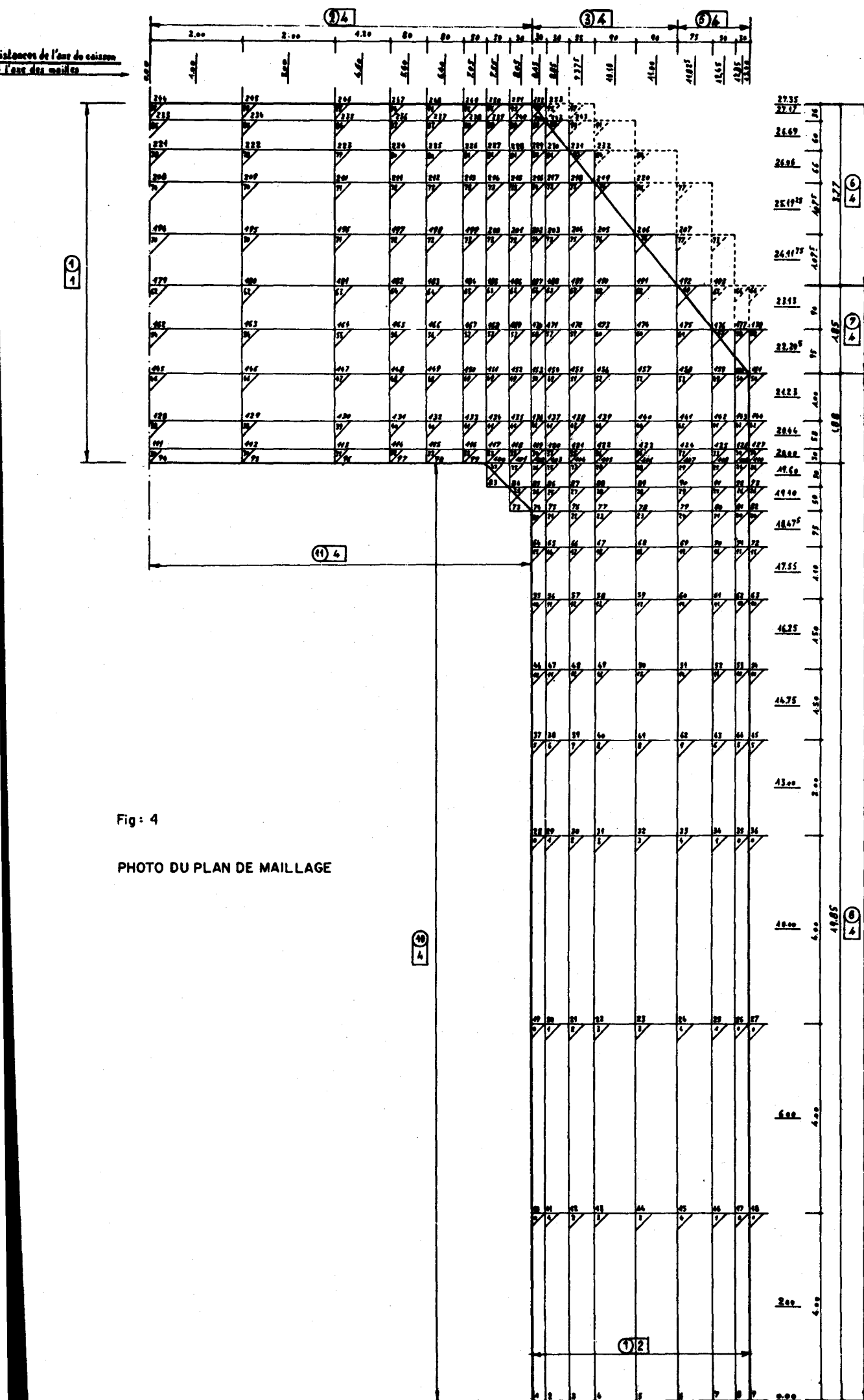
Fig: 2



PROCEDE CITE - PATIN

PROCEDE PAR CABLES

Fig: 3



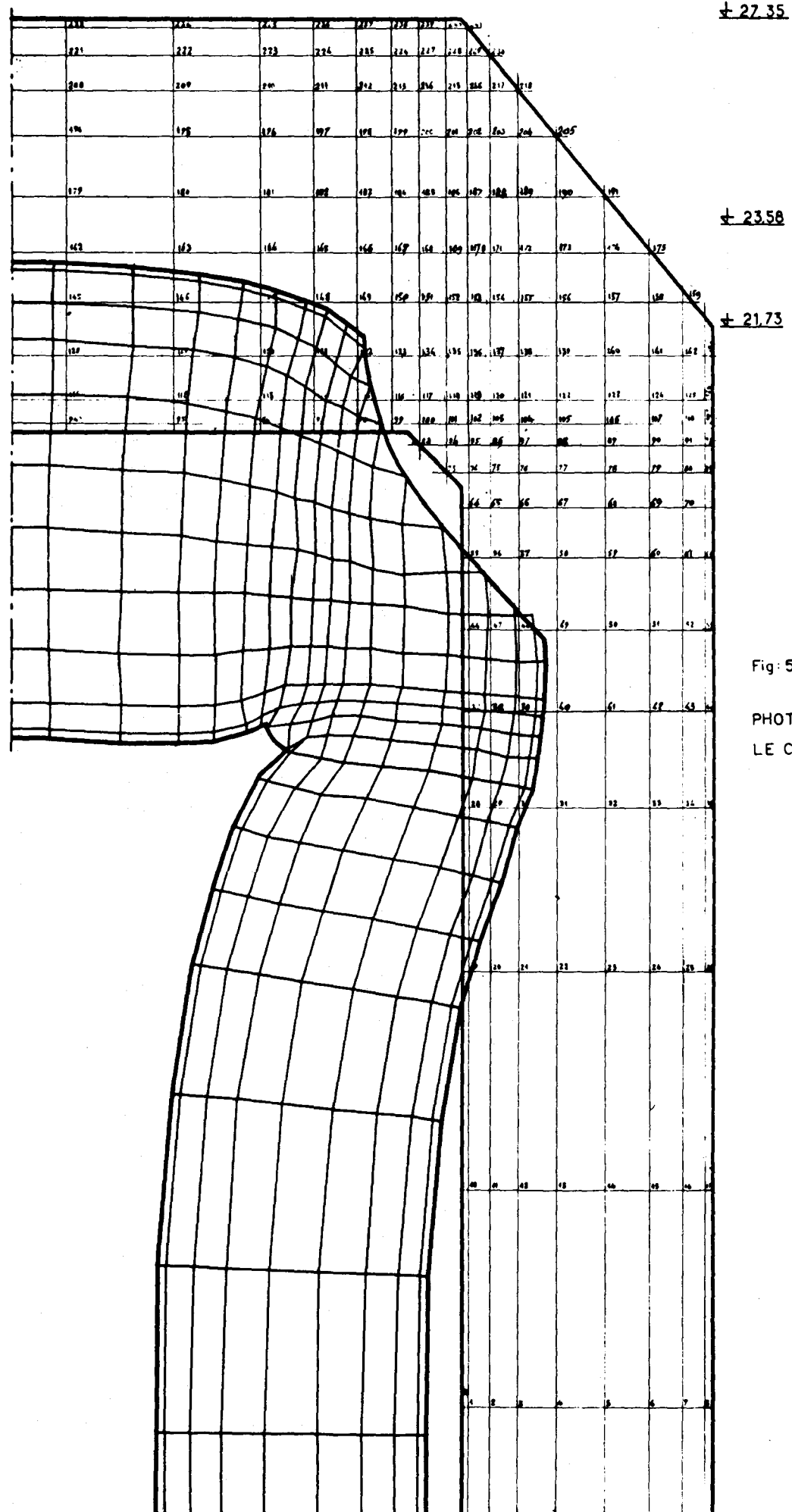


Fig: 5

PHOTO DE LA DEFORMEE DANS  
LE CAS DE Pr SEULE.



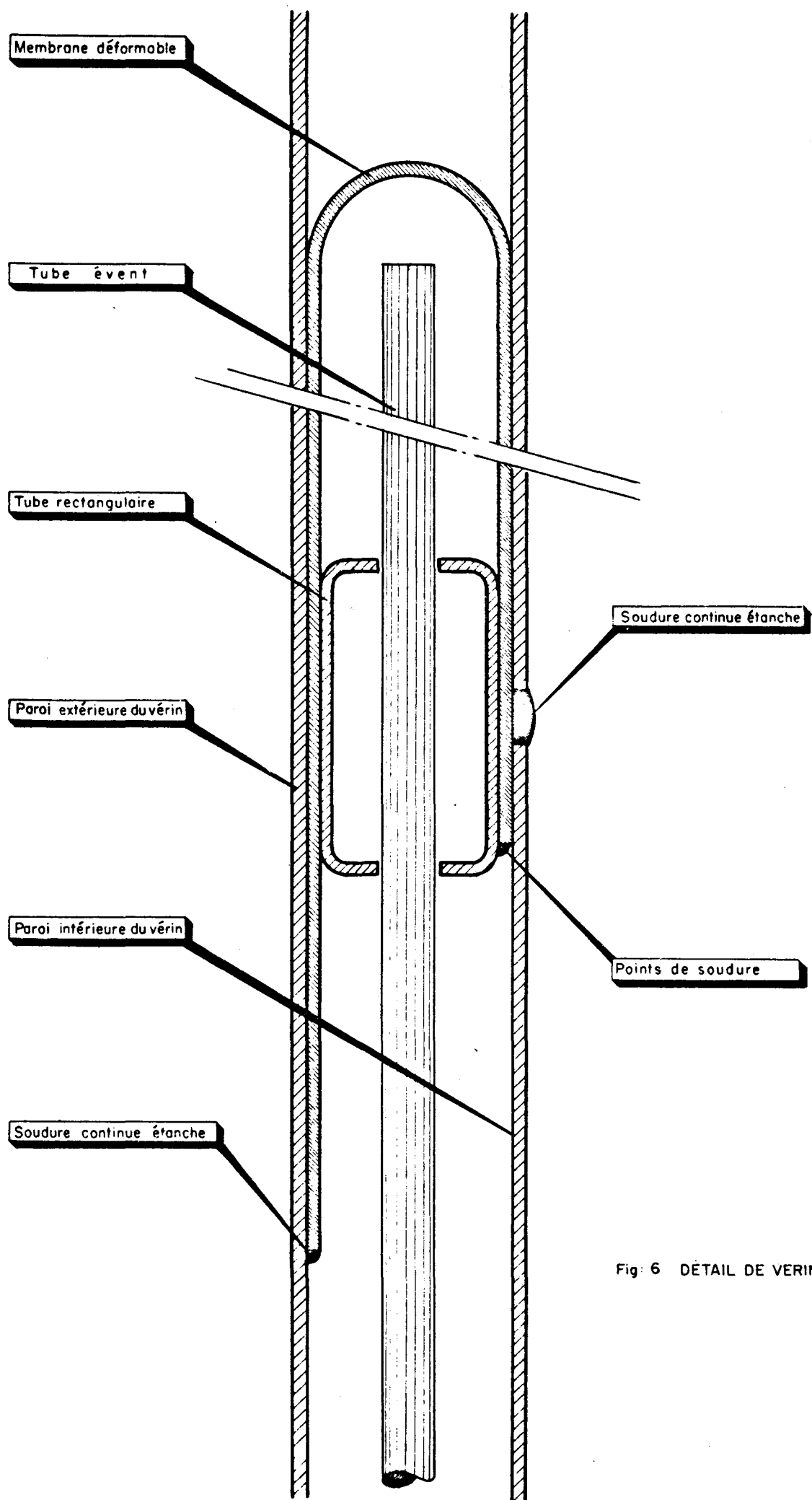
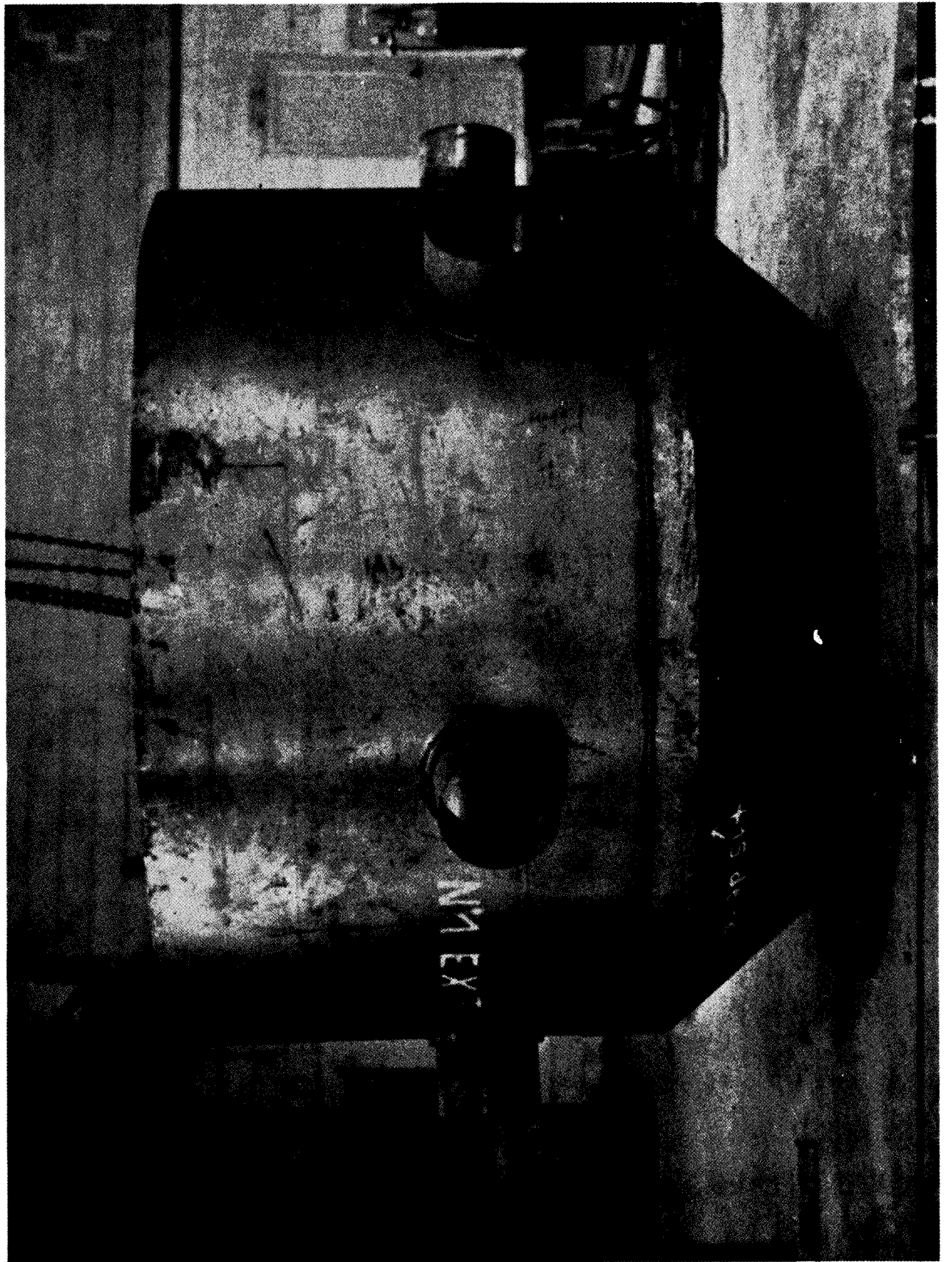


Fig. 6 DÉTAIL DE VERIN



EIC 418 PAROI EXTERNE DU VERIN

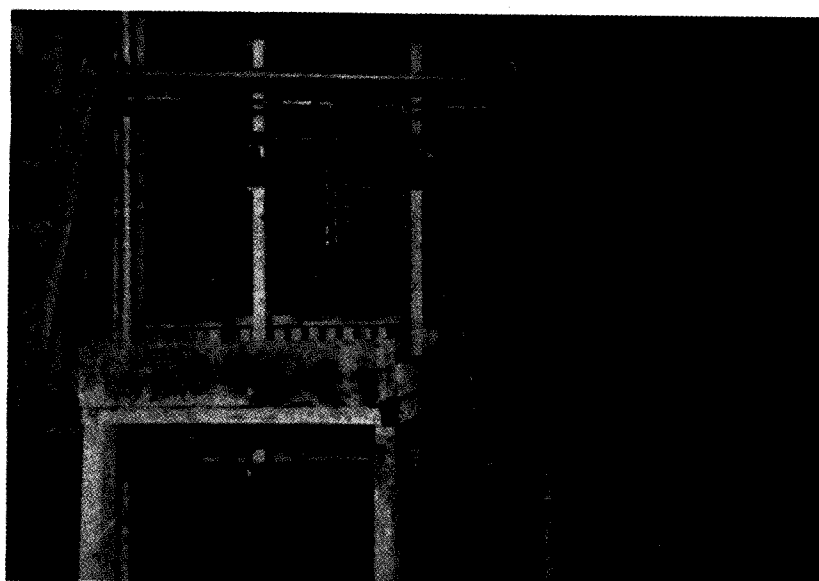
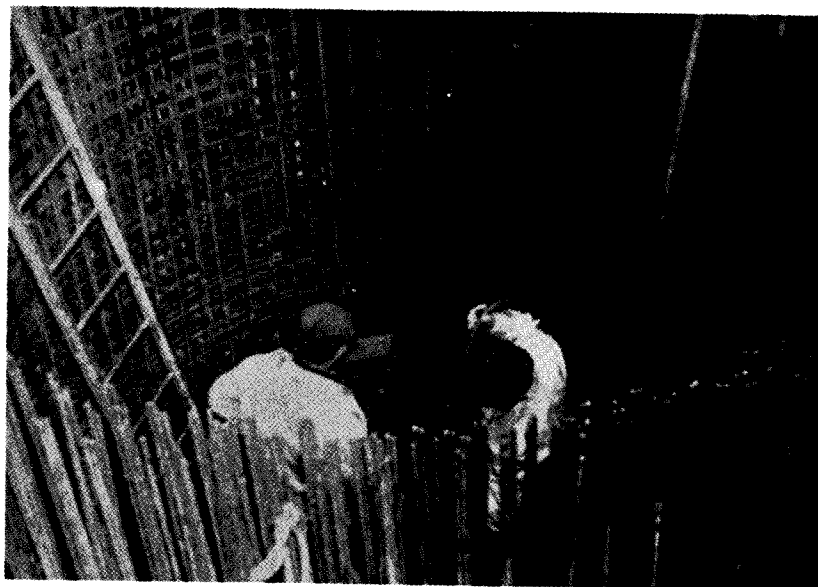
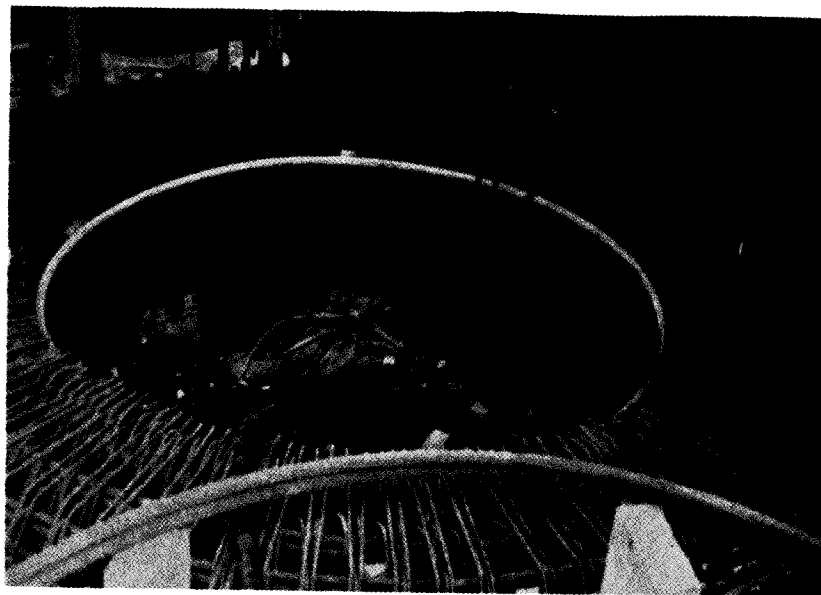


FIG. : 7,8,9      FERRAILLAGE DE LA MAQUETTE

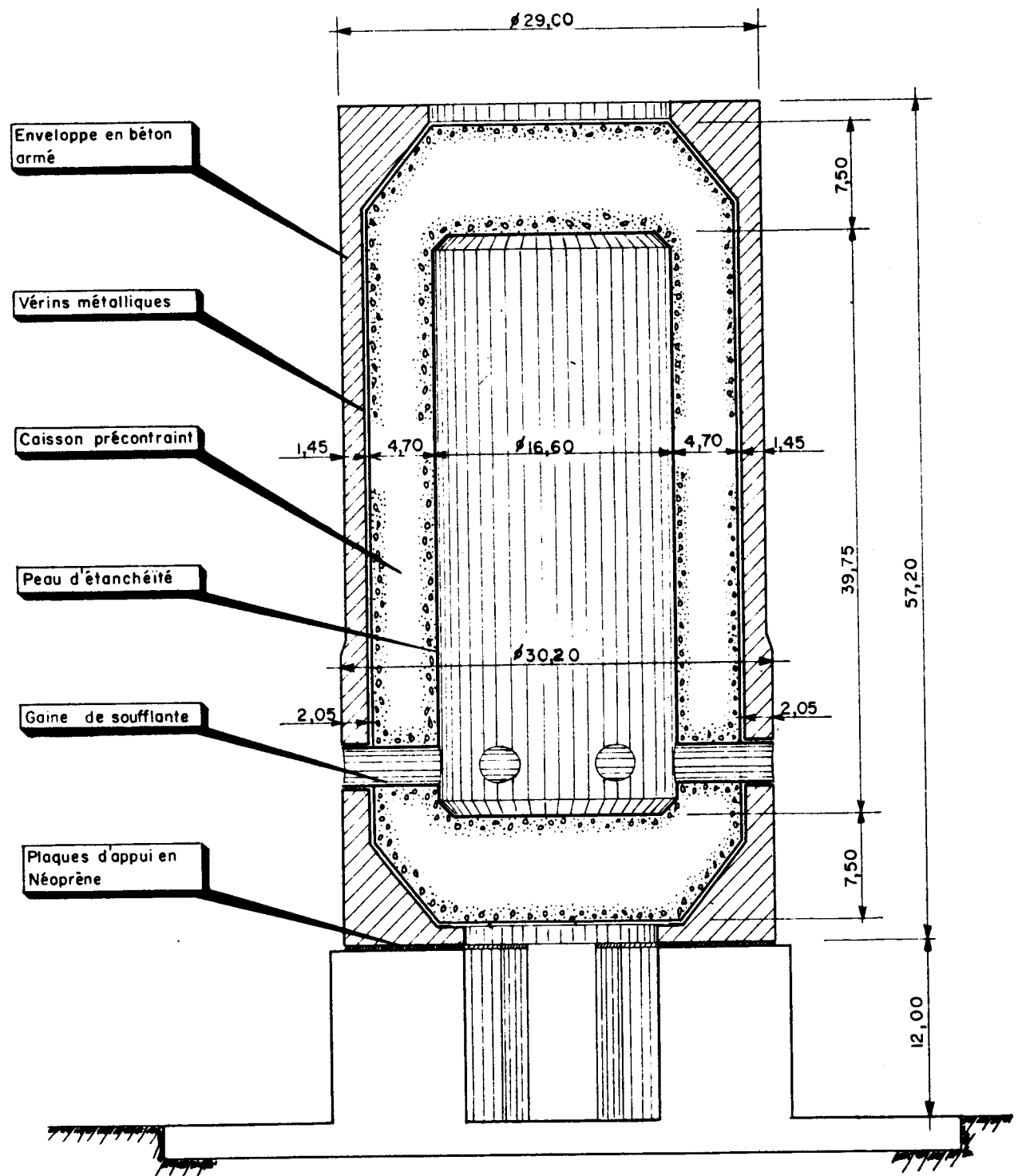
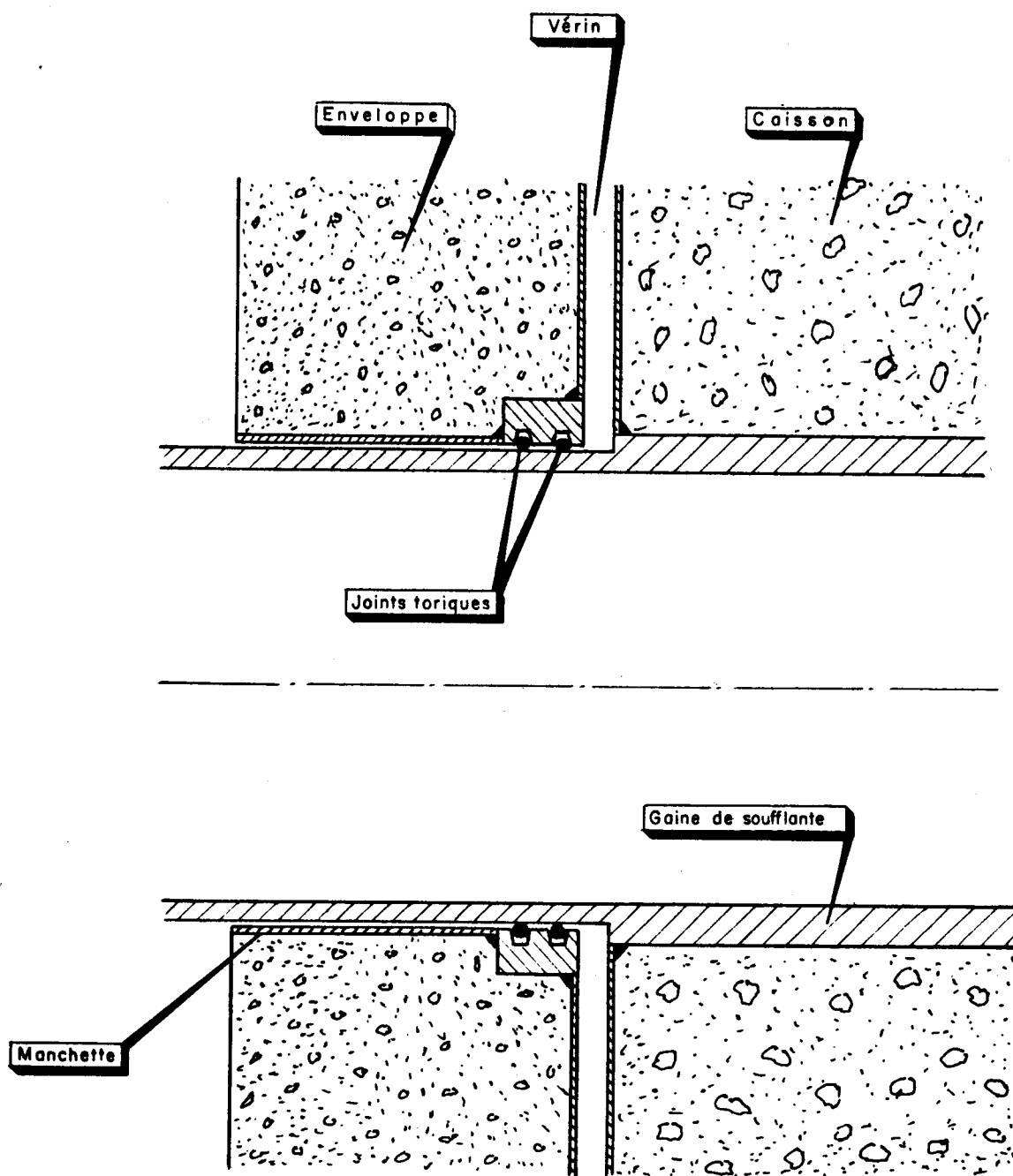


Fig :10 COUPE VERTICALE DANS L'OUVRAGE



DETAIL DE L'ETANCHEITE ENTRE LE VERIN  
ET LES GAINES DE SOUFFLANTE

Fig: II

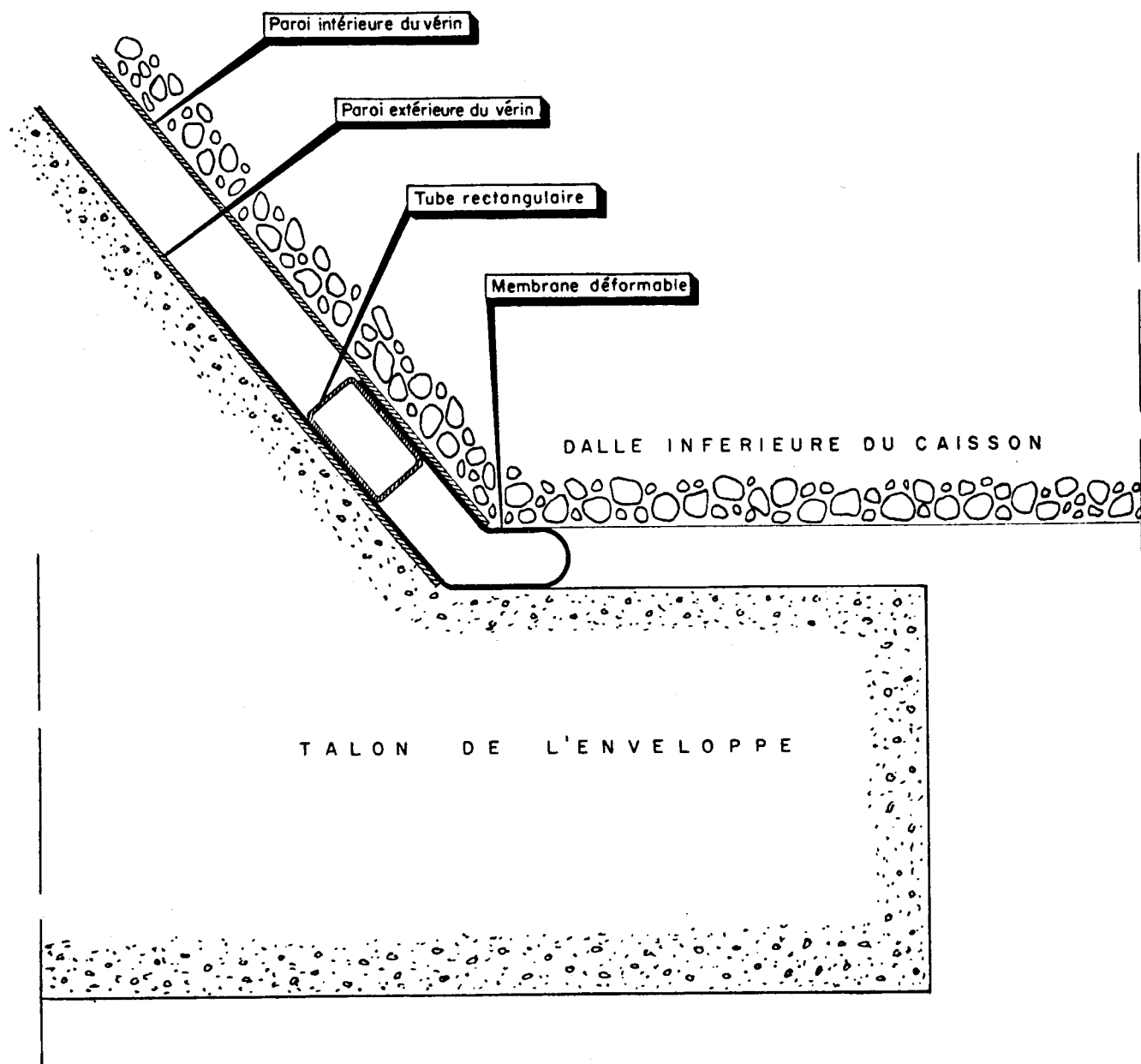


Fig:12 EXTREMITÉ INFÉRIEURE DU VERIN

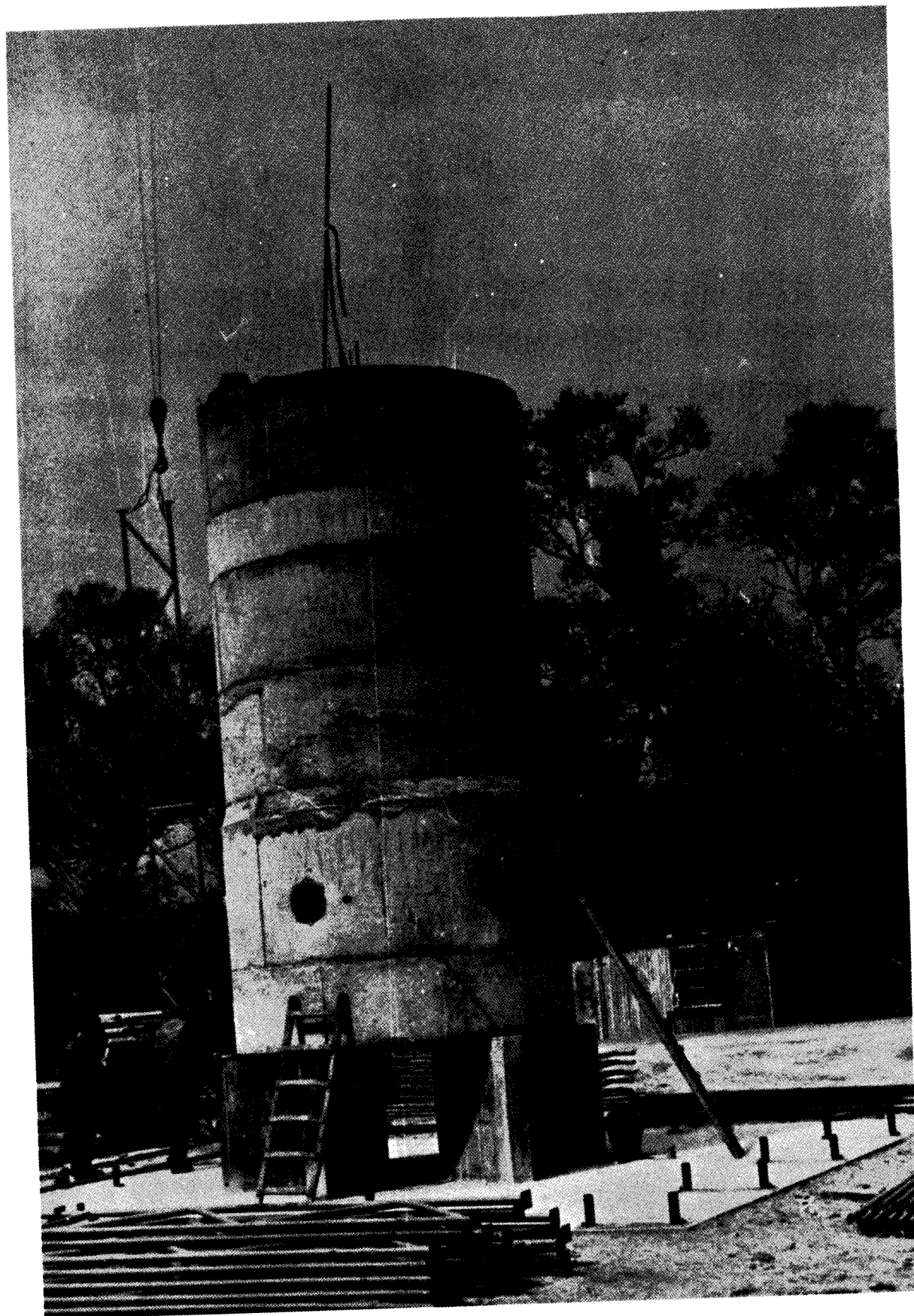


FIG. 13      MAQUETTE TERMINEE



FIG. 14

LES THERMOPLONGEURS

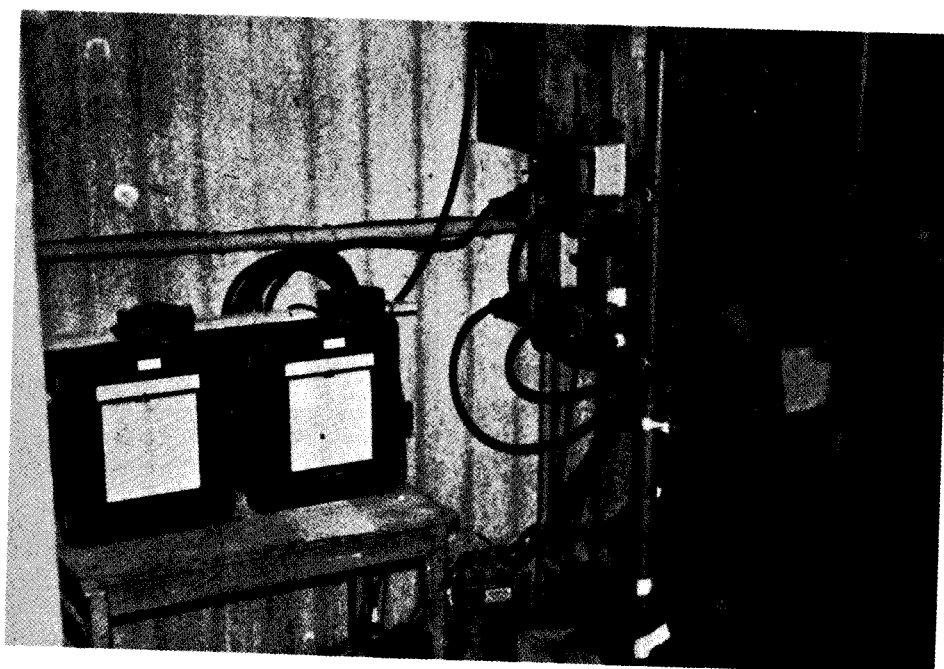


FIG. 15

LES M E C I



RESULTATS SUCCINCTS DES MESURES

par Monsieur NOEL Georges  
Ingénieur au CENTRE EXPERIMENTAL DU  
BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS  
PARIS

## INTRODUCTION DE PRINCIPE

Monsieur LOCA vient donc de vous exposer la partie théorique d'un nouveau procédé de mise en précontrainte d'un caisson de réacteur nucléaire, ainsi que la réalisation pratique d'une étude expérimentale sur modèle réduit; nous allons développer succinctement l'objet de cette étude, les conditions d'essais et les résultats obtenus.

Nous repasserons ensuite la parole à Monsieur LOCA pour qu'il puisse tirer lui-même quelques conclusions sur cette recherche.

### OBJET DE L'ETUDE EXPERIMENTALE

Elle a été scindée en deux phases principales, qui sont : la précontrainte liquide et la précontrainte solide, avec les sollicitations suivantes :

- Mise en précontrainte du caisson
- Mise en pression interne
- Montée en température en réalisant une différence de température entre la paroi interne et externe.

### Conditions de similitude entre les contraintes du modèle et de l'ouvrage réel

L'ignorance du comportement réel d'un béton donné, soumis à une sollicitation thermique quelconque, exige que le matériau du modèle soit similaire à celui du prototype (nous appelons prototype, l'ouvrage réel).

Des contingences de prix, d'encombrement et l'exigence citées plus haut, ont conduit à l'adoption, pour la maquette d'une échelle dimensionnelle ( $\frac{1}{10}$ ) égale à  $\frac{1}{10}$  et le choix d'un béton présentant théoriquement des caractéristiques physiques, mécaniques et thermiques, sensiblement identiques à celles du béton du prototype, en particulier le module d'élasticité, le coefficient de Poisson, la masse volumique, le coefficient de dilatation thermique.

Compte tenu de ces hypothèses concernant les grandeurs physiques, l'échelle des contraintes thermiques a été choisie égale à 1, pour que le comportement du modèle soit théoriquement le reflet de celui du prototype.

.../...

Cette nécessité de l'égalité des contraintes sur modèle et sur prototype, conduit d'ailleurs à certaines relations qui vont être étudiées, notamment en régime stationnaire, puisqu'il est le plus important à considérer dans notre cas.

Donc pour un régime stationnaire considéré, l'expression des contraintes peut être obtenue d'une manière relativement aisée par la formule simplifiée de la théorie de la thermoélasticité, qui donne la contrainte de traction maximale qui apparaît sur la face extérieure du cylindre, suivant deux directions qui sont, l'une parallèle à la génératrice du cylindre et l'autre tangentielle.

$$\text{soit : } \sigma = \frac{E \alpha}{2(1 - \nu)} (T_i - T_e) \left(1 - \frac{m}{3}\right)$$

(Figure N° 1)

dans laquelle :

- E : module d'élasticité du béton
- $\nu$  : coefficient de Poisson du béton
- $\alpha$  : coefficient de dilatation du béton
- T<sub>i</sub> : température sur la face intérieure
- T<sub>e</sub> : température sur la face extérieure
- m :  $\frac{R_e - R_i}{R_i}$
- R<sub>e</sub> : rayon extérieur
- R<sub>i</sub> : rayon intérieur

A partir d'une même différence des températures des faces interne et externe, et d'une similitude géométrique rigoureuse, les contraintes thermiques sont identiques sur le modèle et sur le prototype.

Les contraintes mécaniques sont également reproduites à l'échelle 1, puisque les efforts répartis sont identiques sur le modèle et sur le prototype.

.../...

Nous allons décrire maintenant les caractéristiques mécaniques et les coefficients de correction. Nous allons analyser séparément chacun de ces paramètres très importants. (Figure n° 2).

### 1° Module d'élasticité statique instantanée

Il a été déterminé sur des éprouvettes cylindriques de 160 mm de diamètre et 320 mm de longueur. Les déformations ont été mesurées par des extensomètres à fil résistant et également avec des témoins sonores, noyés dans les cylindres.

La valeur moyenne atteint 450 000 kg/cm<sup>2</sup>

### 2° Coefficient de POISSON

Il a été déterminé sur les éprouvettes citées plus haut par des extensomètres disposés perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'éprouvette.

La valeur moyenne atteint : 0,17

### 3° Résistance à la compression et à la traction

La résistance à la compression a été déterminée sur des cubes de 20 cm d'arête, à 7 - 14 et 28 jours, la contrainte moyenne de rupture en compression était supérieure à 500 kg/cm<sup>2</sup> à 28 jours.

La résistance à la traction a été déterminé suivant le processus classique, c'est-à-dire par fendage (essai brésilien) sur cylindre 160 x 320 mm et en flexion sur des prismes 7 x 7 x 28. La contrainte moyenne de rupture en traction atteint à 28 jours 40 kg/cm<sup>2</sup> sur les cylindres, et 54 kg/cm<sup>2</sup> sur les prismes.

.../...

#### 4° Le retrait

Un béton qui n'est soumis à aucune charge subit après son durcissement des modifications dimensionnelles dans toutes les directions. Ces variations de dimensions peuvent être de deux ordres : le gonflement dans l'eau, ou la rétractation s'il est conservé en atmosphère ambiante. Dans ce dernier cas, la rétractation est tout simplement le retrait du béton. Mais il est nécessaire de connaître les deux phénomènes. C'est la raison pour laquelle des prismes témoins ont été coulés en même temps que la maquette, et conservés dans des conditions identiques à cette dernière. Ces prismes ont été équipés avec des témoins sonores à raison de plusieurs appareils par prismes, au coeur et sur les bords. Car il est bien évident que le retrait est différent dans toutes les parties du prisme. Le phénomène est identique pour le gonflement.

#### 5° Le gonflement hygrométrique

L'allure du gonflement du béton en fonction du degré hygrométrique ambiant, est plus complexe et l'on peut voir sur ce diagramme qu'il ne faut pas le négliger.

Dans le dépouillement des mesures, nous avons tenu compte à la fois du retrait et du gonflement, car il est bien évident que pour des mesures de longue durée, ces deux paramètres jouent un rôle non négligeable.

#### 6° Fluage à froid

##### Variation du module d'élasticité en fonction du temps

Le fluage à froid et le fluage à chaud sont les deux paramètres les plus importants à considérer dans ce genre d'étude.

.../...

De la connaissance parfaite de ces deux phénomènes, dépendra en grande partie la validité et la précision des résultats. En effet, si on les néglige il s'ensuit de grossières erreurs dans la détermination des contraintes qui faussent totalement le résultat.

La figure n° 3 représente la variation des déformations en fonction du temps et de la contrainte appliquée, que nous avons obtenue sur des prismes 7 x 7 x 28, coulés en même temps que la maquette. C'est l'allure classique du diagramme définissant le phénomène de fluage, mais il est indispensable de connaître les proportions afin de faire les corrections qui s'imposent.

#### 7° Fluage à chaud

##### Variation du module d'élasticité en fonction de la température

Le fluage à chaud du béton fait actuellement l'objet de nombreuses recherches, mais le phénomène est loin d'être parfaitement connu, et bien sûr il est variable d'un béton à un autre. C'est d'ailleurs la raison pour laquelle nous avons entrepris une étude à chaud sur des éprouvettes 7 x 7 x 28 équipées de témoins sonores, et coulées en même temps que la maquette, donc avec un béton identique.

Nous avons donc placé des éprouvettes 7 x 7 x 28 dans une étuve et nous avons élevé la température de 20° à 80°, après naturellement les avoir chargées et déchargées à chaque palier de température. Les déformations étaient mesurées par les témoins sonores, placés au coeur des éprouvettes (voir diagramme n° 4). Nous avons constaté ainsi une chute non négligeable de la valeur du module d'élasticité sous migration totale de l'eau. Nous avons recommencé l'essai avec d'autres éprouvettes enfermées dans une carapace en clinquant d'acier, et nous avons constaté que la chute du module sous migration de l'eau était inférieure de 50 % à celui trouvé sous migration totale.

.../...

Précisons que les éprouvettes avaient été soumises, avant leur mise à l'étuve, à un cycle de fluage à froid, afin d'éliminer la majeure partie du fluage, et mettre ainsi le béton dans des conditions sensiblement analogues à celles du modèle.

#### 8° Coefficient de dilatation

Nous l'avons déterminé par deux méthodes de mesures différentes. La dilatométrie et l'extensométrie. Les deux méthodes ont donné d'ailleurs des valeurs semblables à savoir :  $12,5 \cdot 10^{-6}$  par degré centigrade.

#### 9° Fluage différentielle entre les deux faces d'un prisme en béton, soumises l'une en compression, l'autre en traction.

La paroi du caisson est soumise, en cours d'essai, et sur sa paroi interne à des contraintes de compression, alors que sa paroi externe est soumise à des tractions. Nous avons donc étudié sur une éprouvette de béton ce phénomène, afin d'en tenir compte éventuellement dans le calcul des contraintes.

Si nous nous sommes attardés longuement sur ces études préliminaires c'est qu'elles représentent, en fait, une partie essentielle de la recherche, car répétons le, la connaissance précise des caractéristiques physiques, mécaniques et thermiques du béton en cause, permet seule d'aboutir à des résultats cohérents sur le modèle réduit. La suite de cet exposé le démontrera d'ailleurs.

### APPAREILLAGE DE MESURES EXTENSOMETRIQUES ET THERMIQUES

#### Mesures des déformations relatives dans le caisson

Puisque les mesures des déformations relatives devaient durer plusieurs mois, les appareils les mieux adaptés sont,

.../...



à notre avis, les témoins sonores, car leur précision et leur fidélité du zéro dans le temps, sont remarquables, d'autre part au point de vue robustesse leur éputation n'est plus à faire. Le principe de base de ces appareils est très connu, aussi nous n'en parlerons pas ici, précisons que ce sont des témoins sonores du type C 90 (9 cm de longueur de base) qui ont été employés et qui ont une amplification de 5, qui confère une très bonne sensibilité aux mesures.

En tenant compte au maximum de la symétrie, les extensomètres ont été répartis de la façon suivante : (figure n°3)

- 5 sections horizontales dans le fût
- 3 sections verticales dans les dalles inférieure et supérieure.

Chaque section de mesures comprend, dans les dalles, 4 groupes de mesures, et dans le fût 3 groupes.

Chaque groupe comprend trois appareils dirigés respectivement suivant les directions verticale, tangentielle et radiale. Ces directions coïncident naturellement avec les directions choisies dans les calculs (Figure N°3).

#### MESURES DES TEMPERATURES DANS LE CAISSON

La mesure de la répartition des températures sur les faces interne et externe, ainsi qu'au coeur des parois du fût et des dalles inférieure et supérieure, a été confiée à des thermocouples, ils ont été placés à proximité des appareils de mesures. (Revoir la figure n° 3).

#### ENVELOPPE EXTERIEURE (FRETTE)

Après avoir vu les appareils de mesures dans le caisson, il nous faut maintenant passer à l'enveloppe extérieure, qui, elle aussi, a fait l'objet de mesures, car elle joue également

.../...

un très grand rôle dans l'ensemble.

La densité d'armatures dans la frette rendait difficile la présence de témoins sonores. Nous avons donc tourné la difficulté en mesurant les variations diamétrales des circonférences interne et externe du cylindre, par la mesure de variation du côté du dodécagone inscrit et circonscrit sur les deux cercles. (Figure n° 4).

Trois sections horizontales ont été équipées de tiges métalliques, scellées sur la paroi externe, pour mesurer les variations du diamètre extérieur, et sur la paroi interne, pour mesurer les variations du diamètre intérieur.

Les déformations relatives des aciers verticaux ont été mesurées par des extensomètres à cordes vibrantes.

#### RESULTATS DE L'ETUDE EXPERIMENTALE

Il nous faut rappeler les conventions et définitions attachées aux contraintes qui figurent sur les schémas joints à cet exposé.

- une contrainte de traction est positive et une contrainte de compression négative
- $\sigma_\theta$  - est la contrainte tangentielle
- $\sigma_z$  - est la contrainte suivant une génératrice
- $\sigma_r$  - est la contrainte radiale

Les valeurs de ces contraintes ont été calculées à l'aide des expressions classiques de l'élasticité.  
(Figure n° 5)

$$\sigma_\theta = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} B + \frac{E}{1 + \nu} \cdot \epsilon_\theta \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_z = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} B + \frac{E}{1 + \nu} \cdot \epsilon_z \cdot 10^{-6}$$

.../...

$$\sigma_R = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} B + \frac{E}{1 + \nu} \cdot R \cdot 10^{-6}$$

dans lesquelles :

E = module d'élasticité du béton

$\nu$  = coefficient de POISSON

B =  $\xi_0 + \xi_z + \xi_R$

Nous avons dit au début de notre exposé que l'étude avait été scindée en deux phases distinctes :

- la précontrainte liquide
- la précontrainte solide

Nous allons aborder les résultats obtenus au cours de ces deux phases.

#### PRECONTRAINTE LIQUIDE

Après une période normale de durcissement du béton, les essais ont commencé le 24 avril 1967, par la mise en précontrainte (phase liquide) de la maquette.

Cette opération a été scindée en trois, c'est-à-dire application de 30 % de la précontrainte, 60 % et enfin précontrainte totale.

Ces opérations ont été effectuées très facilement et nous allons voir les résultats obtenus. (Figure N° 6 et 6 bis)

Compte-tenu des corrections citées plus haut, les valeurs nettes des contraintes font l'objet des diagrammes Nos 1 à 21. On y voit les trois courbes relatives aux trois sollicitations successives. Nous n'avons représenté sur ces diagrammes que la partie supérieure du fût, (cote 0, - + 0,90 m - + 1,80 m) sur le modèle, car les déformations mesurées également dans la partie inférieure, étaient parfaitement symétriques. Ces contraintes tri-dimensionnelles ont été mesurées sur les faces interne, externe, et sur le feuillet

.../...

moyen.

Afin de vérifier la validité des coefficients de correction introduits dans les dépouillements, l'équilibre des sections considérées a été vérifié, et nous sommes arrivés à des différences entre le calcul et les résultats expérimentaux, comprises entre 4 et 7 %. Ces pourcentages valident donc, d'une façon formelle, les valeurs des contraintes déterminées sous l'action de la précontrainte. On peut d'ailleurs le constater sur ces diagrammes. Les valeurs expérimentales sont représentées par des croix, et les valeurs calculées par des ronds. On y voit une similitude satisfaisante, entre le calcul et les mesures.

Il nous faut toutefois remarquer que seules les contraintes tangentielles sur la face interne ne suivent pas la même loi. Cela tient très vraisemblablement à ce que les appareils de mesures sont placés très près de la peau d'étanchéité. Or dans cette région les pattes d'ancrage de la peau d'étanchéité ne sont pas à l'échelle, elles perturbent donc d'une façon sensible les mesures. Mais ce phénomène loin d'être un élément perturbateur, peut au contraire servir d'enseignement intéressant, car il est bénéfique quand la face interne est soumise à la température.

Les aciers de la frette se comportent très bien, nous obtenons des contraintes de traction de 31,6 kg/mm<sup>2</sup> sur les aciers composant le diamètre extérieur, 40 kg/mm<sup>2</sup> sur les aciers composant le diamètre intérieur, 24,3 kg/mm<sup>2</sup> sur les aciers verticaux. Le béton se fissure normalement et l'ouverture de certaines fissures qui avoisinait 0,2mm & 30 %, se situe maintenant à une valeur comprise entre 0,4 et 0,5 mm.

Application d'une pression interne de 34 kg/cm<sup>2</sup>

(Figures n° 7 et 7a)

.../...

Après la précontrainte, une pression interne de 34 kg/cm<sup>2</sup> a été appliquée au caisson, ce sont les résultats que nous présentons ici. On peut voir que toutes les valeurs des contraintes diminuent, sauf bien entendu les contraintes radiales, mais cela est tout à fait logique. Dans la région centrale on peut également vérifier l'équilibre de la section, car elle est située relativement loin des encastrements.

La différence est de 10 % entre le calcul et les valeurs expérimentales, mais n'oublions pas la remarque faite plus haut, sur les contraintes tangentielles près de la peau d'étanchéité.

#### Montée en température du caisson (Figure 7b)

La montée en température s'est faite d'une façon progressive et a duré 1 mois. Sous la phase liquide il a été réalisé une différence maximale de température entre la face interne et externe de ( $\Delta t$ ) 29° à la cote 0 du fût, et dans la section milieu de la dalle supérieure. Dans les autres sections le  $t$  atteignait : 22° à la cote -0,90, 23° à la cote -1,80, et enfin 10° dans la section centrale de la dalle inférieure.

Nous allons voir les résultats obtenus sous une pression interne de 10 kg/cm<sup>2</sup> et un  $\Delta t$  de 29°, qui représente une température sur la face interne (ou chaude) de 69° et sur la face externe (ou froide) de 40°.

(Figures 8 et 8a)

Précisons que la valeur de la précontrainte avait été ramenée à 85 % pour des contingences de prudence, relatives au comportement des joints des vérins, mettant en précontrainte le caisson.

La légende des courbes est la suivante :

- le point représente la précontrainte seule

.../...

- la croix représente la précontrainte + la température
- le carré représente la précontrainte + la température + la pression interne.

Nous voyons que le caisson réagit normalement, et si son comportement est dissymétrique, cela provient tout simplement d'une dissymétrie dans la répartition des températures. En effet, la dalle inférieure n'a été que partiellement chauffée ( $\Delta t = 10^\circ$ ).

Cela se traduit donc par des variations de contraintes très faibles dans la dalle inférieure. Le fût qui subit un  $\Delta t$  supérieur ( $29^\circ$ ) réagit normalement, la face interne se comprime et la face externe se décomprime ; toutefois nous n'observons pas de contraintes de traction. Signalons à nouveau que nous ne sommes qu'à une valeur de précontrainte de 85 %.

#### PRECONTRAINTE SOLIDE

(Figures 10 et 10')

Après le retour à la température ambiante du caisson, la mise en précontrainte solide, a eu lieu le 23 juin 1967. Malheureusement, pour des raisons qu'il ne nous appartient pas de développer ici, la valeur de la précontrainte totale n'a pas pu être obtenue, elle atteignait au soir de la mise en précontrainte solide :

- dans le fût, une valeur moyenne de 90 %
- dans la dalle inférieure et supérieure 75 %

Après une stabilisation d'un mois, la valeur de la précontrainte a chuté à nouveau et nous obtenons cette fois :

- dans le fût, une valeur moyenne de 80 %
- dans les dalles inférieure et supérieure 60 %

.../...

Cette chute est due vraisemblablement, d'une part au retrait de la matière injectée, mais aussi au fluage de cette dernière sous la charge. Au bout d'un mois la stabilisation est totale, mais nous sommes relativement loin de la précontrainte totale.

#### Application d'une pression interne de 40 kg/cm<sup>2</sup>

(Figures n° 11 et 11a)

Pour cette sollicitation, nous avons suivi les déformations relatives pour chaque palier de 10 kg/cm<sup>2</sup>, jusqu'à 40 kg/cm<sup>2</sup>. Ce sont les valeurs que nous voyons sur ce tableau. Le comportement élastique du béton est remarquable, car au retour à la valeur de la précontrainte, la déformation résiduelle est négligeable. Il est vrai que maintenant la majeure partie du fluage a eu lieu, et que par conséquent, nous nous trouvons en présence d'un matériaux stabilisé, ce qui est très bénéfique pour la suite des opérations.

#### Montée en température

(Figure 11b)

La montée en température a été cette fois plus rapide, mais elle a quand même duré 23 jours, et après un premier palier à un  $\Delta t$  de 26° et une pression interne de 30 kg/cm<sup>2</sup>, le régime normal a été atteint, à savoir : une pression interne de 45 kg/cm<sup>2</sup> et un  $\Delta t$  maximal de 35°, à la cote 0 dans le fût, et dans la section centrale de la dalle supérieure.

Ailleurs, le  $\Delta t$  atteignait : 25° à la cote -0,90, 30° à la cote -1,80 m et enfin 7° dans la section centrale de la dalle inférieure.

#### Régime normal

(Figures 12. et 12a)

La légende des courbes est identique à celle citée

.../...

plus haut, mais nous y avons fait figurer en plus les valeurs obtenues par le calcul ; ce sont les ronds que l'on voit sur les diagrammes. La confrontation est donc immédiate. Avant d'analyser ces résultats, précisons à nouveau que les valeurs expérimentales des contraintes ont été obtenues pour une valeur moyenne de précontrainte de l'ordre de 80 % dans le fût et 60 % dans les dalles, par contre, les points du calcul ont été obtenus, en tenant compte d'une valeur de précontrainte de 100 %.

On peut donc admettre que les points expérimentaux seraient plus proches du calcul, si la précontrainte sur modèle réduit avait atteint sa valeur de 100 %, et pour justifier cette remarque, il suffit de superposer à l'état de contraintes actuel, l'état de contraintes obtenu sous la précontrainte seule en phase liquide, on annule alors les contraintes de traction et l'on converge nettement vers le calcul.

Cette remarque est surtout valable, pour les dalles, d'autant plus que par suite de la valeur actuelle de leur taux de précontrainte (60 % seulement de la valeur finale) et du faible échauffement de la dalle inférieure ( environ 10°) leur comportement est, sinon différent, tout au moins relativement éloigné de celui considéré dans les calculs.

En résumé, en tenant compte de l'état actuel de la précontrainte et en tenant compte des valeurs des contraintes de traction sur les faces externes on peut dire que le caisson supporté très bien le régime normal, ce qui constitue une sérieuse sécurité vis-à-vis d'une construction identique, mise en précontrainte à sa valeur maximale.

Pour le régime normal, les contraintes dans les aciers de la frette atteignent:

- diamètre extérieur : + 26,0 kg/mm<sup>2</sup>
- diamètre intérieur : + 32,0 kg/mm<sup>2</sup>
- génératrice : + 21,5 kg/mm<sup>2</sup>

.../...



L'ouverture des fissures sur le béton de la frette, est sensiblement la même que celle observée sous la précontrainte liquide.

#### Régime exceptionnel

Pour le régime exceptionnel ( $\Delta t$  50° +  $P_i$  50 kg/cm<sup>2</sup>) toutes les valeurs des contraintes augmentent et naturellement les contraintes de traction sur les faces externes également. Sur la dalle inférieure elles atteignent une valeur telle : 50 kg/cm<sup>2</sup>, qu'il faut envisager la fissuration du béton, encore que sa tenue à la traction soit remarquable, puisque la contrainte de rupture moyenne obtenue sur cylindre voisine 40 kg/cm<sup>2</sup>.

Même sous cette sollicitation exceptionnelle, le béton du caisson est encore excellent puisqu'au retour à la température ambiante, et à la mise au zéro de la pression interne, les déformations résiduelles sont faibles, ce qui semblerait indiquer que seul l'état de micro fissuration a été atteint sur la face externe et en particulier sur la dalle inférieure. Ce qui est malgré tout remarquable sous de telles conditions de précontrainte.

Toutes les faces internes sont comprimées. En régime exceptionnel les contraintes dans les aciers de la frette atteignent :

- diamètre extérieur :
- diamètre intérieur :
- génératrice :

L'ouverture des fissures sur la frette s'est légèrement accentuée, et l'on observe des ouvertures de l'ordre de 0,6 à 0,8 mm.

#### Essais de rupture sous pression interne

La rupture du caisson a été obtenue pour une valeur supérieure à 2,5 fois la pression de service normal, ce qui confirme toutes les remarques faites plus haut sur la tenue du béton.

### CONCLUSION

Nous avons vu au début de ces exposés, que les buts essentiels de cette étude expérimentale étaient avant tout de démontrer non seulement la viabilité de ce nouveau système de mise en précontrainte, mais également de confirmer les résultats de calcul par les résultats expérimentaux.

Bien entendu tous les aspects du problème n'ont pas été étudiés à fond, et devant les résultats satisfaisants enregistrés pour cette première étude, il serait souhaitable qu'une seconde étude expérimentale plus poussée puisse être abordée sur un modèle de plus grande dimension, afin de tirer un maximum d'enseignement sur ce genre de construction des caissons de réacteur nucléaire.

Avant de terminer nous voudrions réaffirmer que si l'étude expérimentale des contraintes mécaniques et surtout thermiques a pu être conduite avec succès jusqu'au bout, nous le devons en grande partie, d'une part à l'étude préalable soignée, réalisée en laboratoire sur le béton du modèle, et d'autre part, à la présence sur le chantier, dès la mise en place des appareils dans le béton, de techniciens du laboratoire, qui ont surveillé l'ouvrage non seulement pendant toute sa construction, mais aussi pendant toute la durée des essais. Ce qui a permis de suivre tous les phénomènes au fur et à mesure de leur apparition, de les dépouiller au jour le jour, et d'obtenir ainsi les résultats que nous venons de vous présenter.

=====

$$\sigma = \frac{E\alpha}{2(1-\gamma)} (T_i - T_e) \left(1 - \frac{m}{3}\right)$$

$E$  : module d'élasticité du béton

$\gamma$  : coefficient de Poisson du béton

$\alpha$  : coefficient de dilatation du béton

$T_i$  : température sur la face intérieure

$T_e$  : température sur la face extérieure

$m$  :  $\frac{R_e R_i}{R_i}$

$R_e$  : rayon extérieure

$R_i$  : rayon intérieure

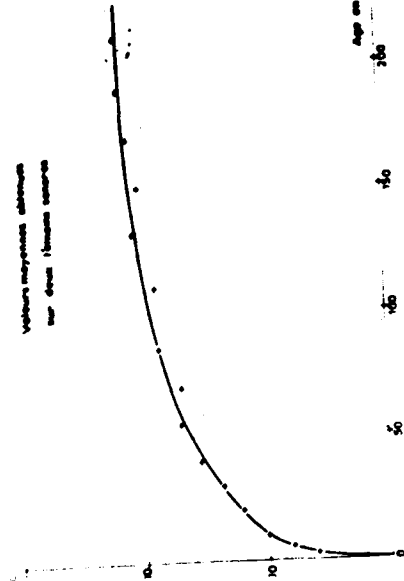
à Déformations  
relatives  
 $\Delta L / L_0$

ETUDE DU RETRAIT

Prisme C17 E.

$50 \pm 50 \times 100$

Valeurs moyennes obtenues  
sur deux lames sèches



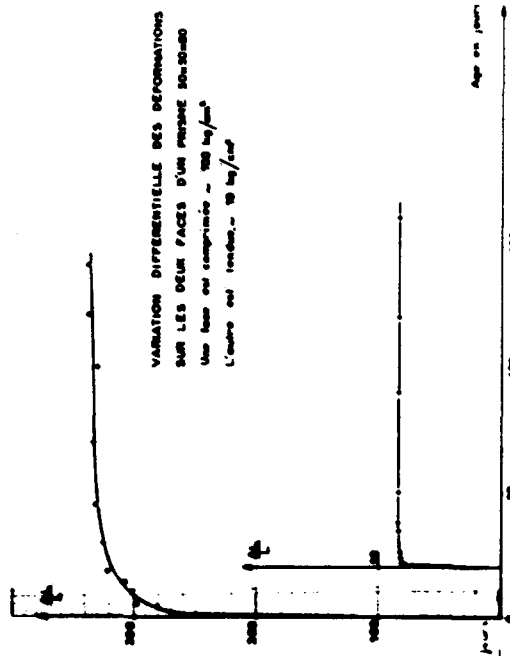
Déformations  
relatives  
 $\Delta L / L_0$

FLUÏDE A FROID

Prisme C17 E.

$7 \times 7 \times 30$

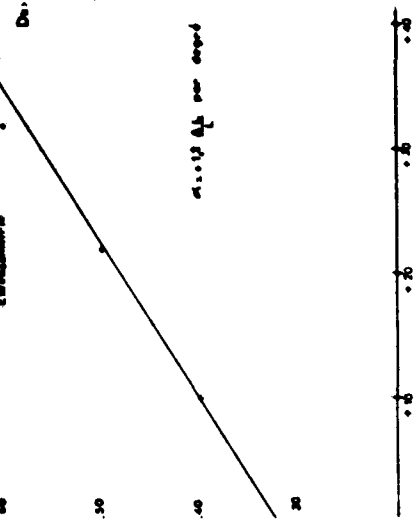
Evolution des déformations  
en fonction du temps



VARIATION DIFFÉRENTIELLE DES DÉFORMATIONS  
SUR LES DEUX FACES D'UN PRISME  $50 \times 50 \times 100$   
Une face est comprimée - 100 kg/cm²  
L'autre est tendue - 10 kg/cm²

Détermination d'un coefficient de correction  
entre le thermomètre et le béton  
en fonction de la température

Extrapolation



Température

FLUÏDE A CHAUD

Evolution du module d'élasticité

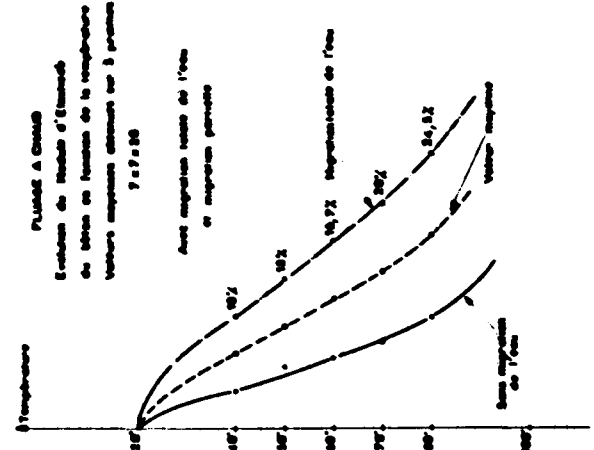
du béton en fonction de la température  
Valeurs moyennes obtenues sur 3 prismes  
 $7 \times 7 \times 30$

Avec migration totale de l'eau  
et migration partielle

100% migration totale de l'eau

84,82%

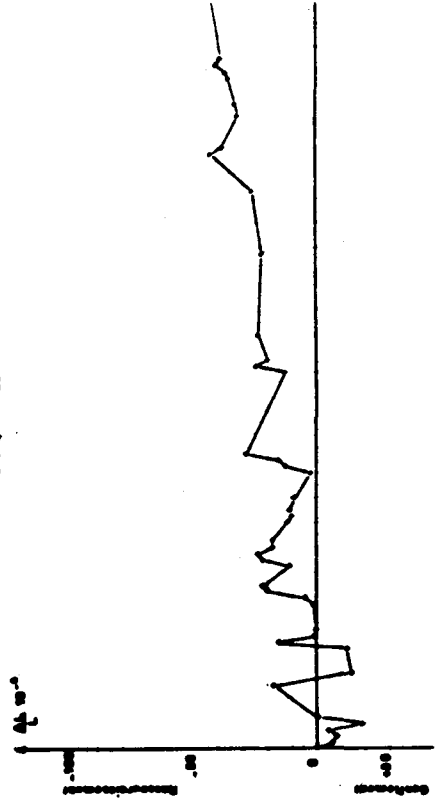
Valeur moyenne



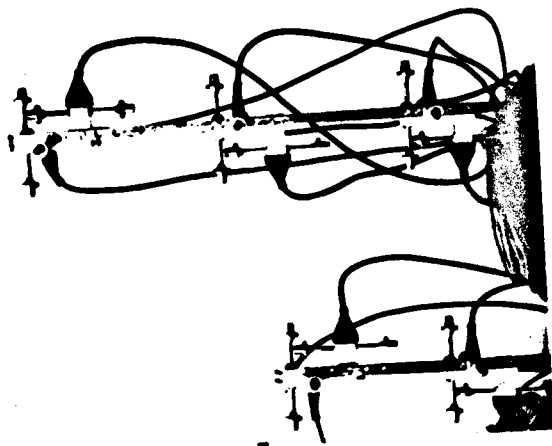
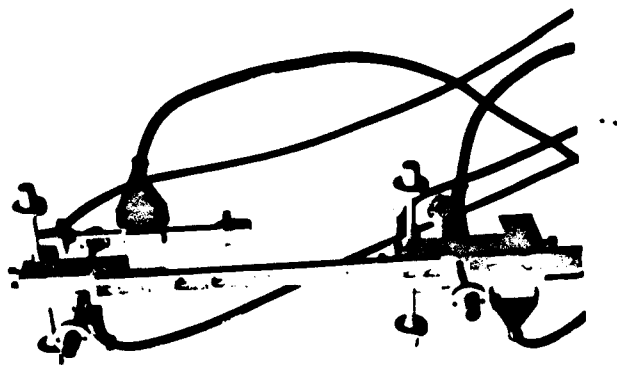
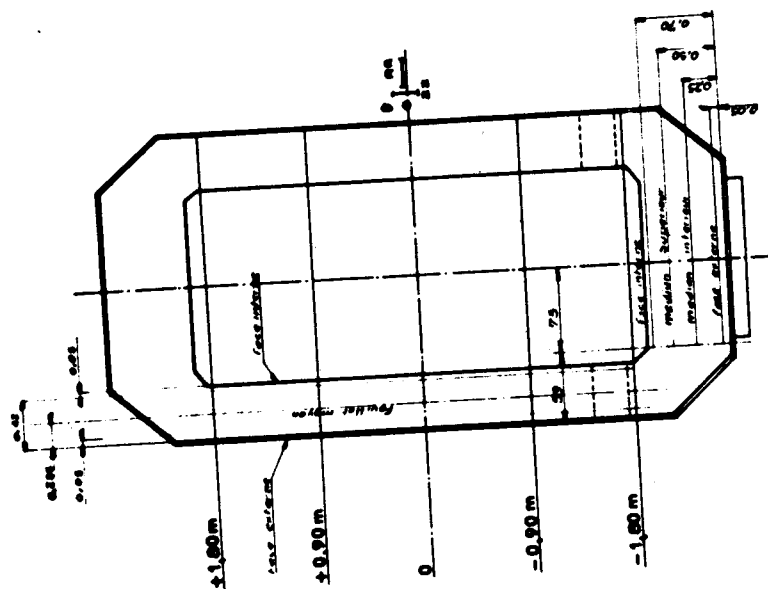
VARIATION DIMENSIONNELLE DU BETON

EN FONCTION DE L'HYGROMÉTRIE AMBIANTE.

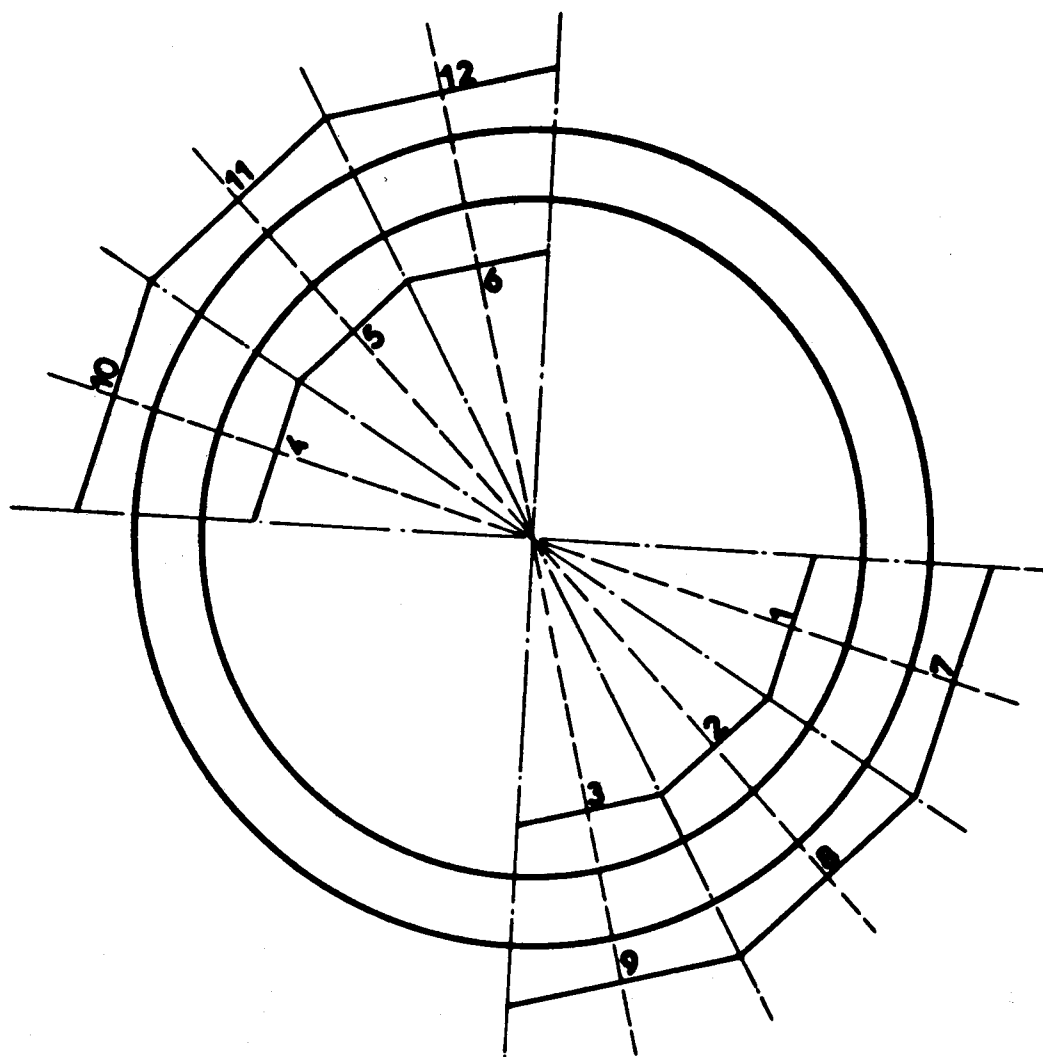
Prisme mesuré dans des conditions atmosphériques  
identiques au modèle.



Cotation des emplacements  
des temoins sonores  
et des points de  
visite



MAQUETTE de CAISSON  
CYLINDRE EXTERIEUR (FRETTE)  
Dispositif des points de mesure sur la frette



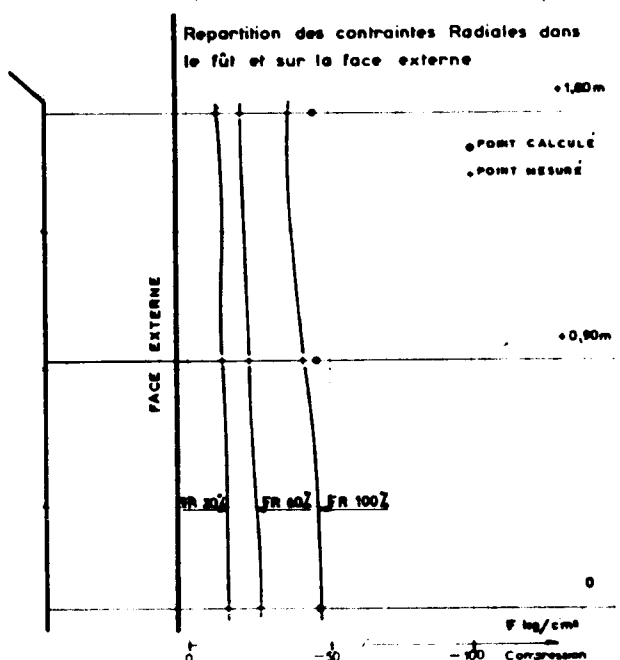
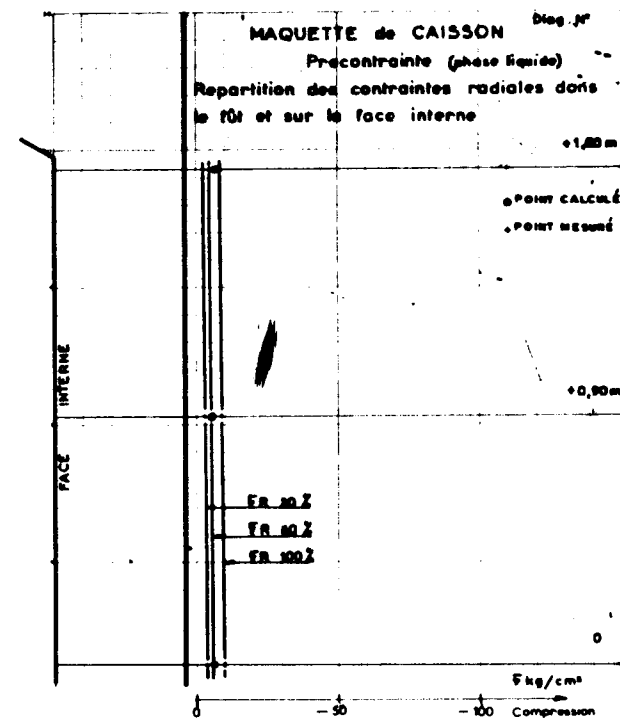
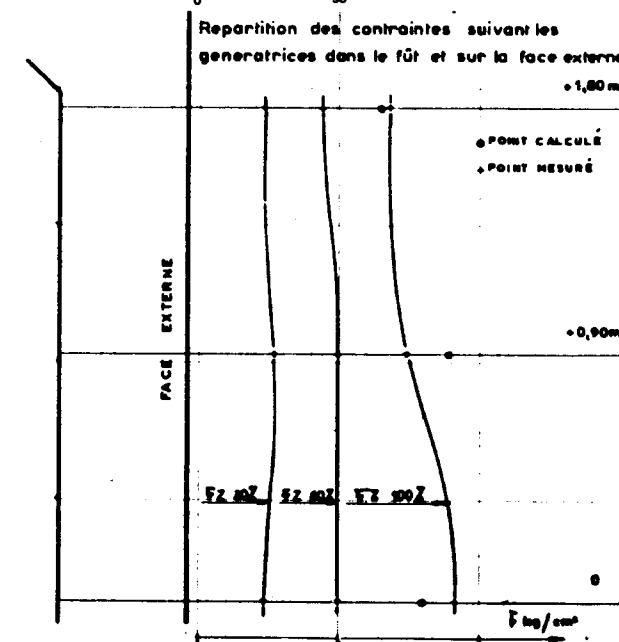
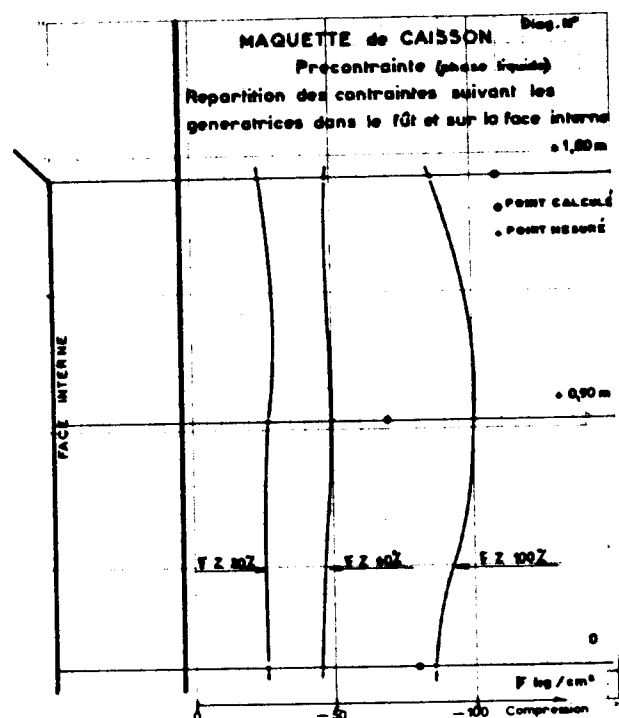
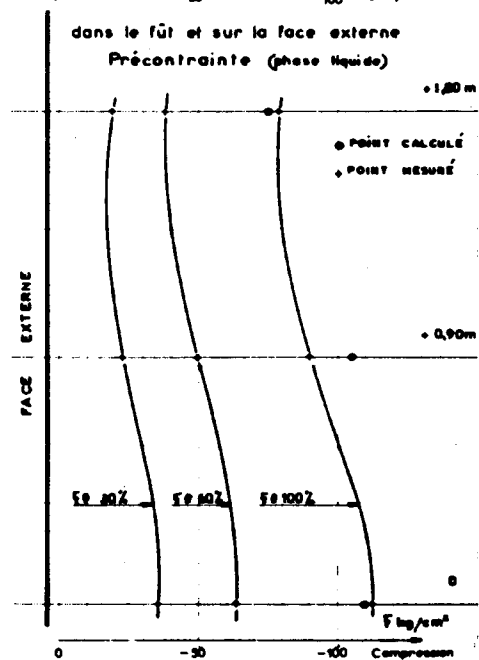
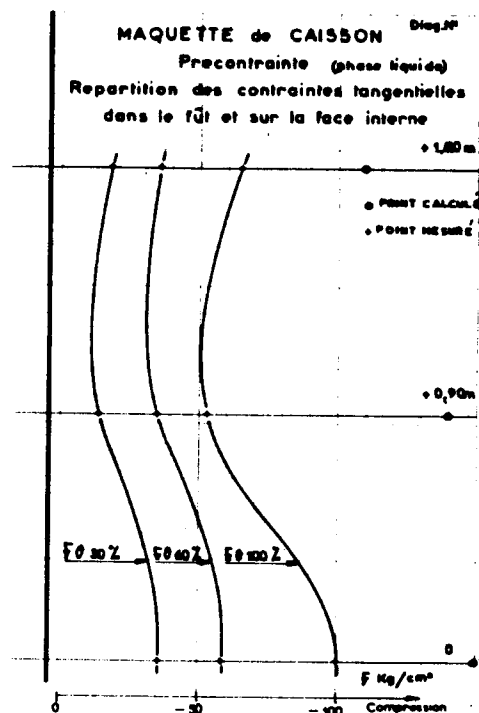
Pour la clarte du schema le cylindre interieur  
(épais) n'a pas été représenté

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta} &= \frac{\gamma E}{(1+\gamma)(1-2\gamma)} e + \frac{E}{1+\gamma} \cdot \epsilon_{\theta} \cdot 10^{-6} \\ \sigma_Z &= \frac{\gamma E}{(1+\gamma)(1-2\gamma)} e + \frac{E}{1+\gamma} \cdot \epsilon_Z \cdot 10^{-6} \\ \sigma_R &= \frac{\gamma E}{(1+\gamma)(1-2\gamma)} e + \frac{E}{1+\gamma} \cdot \epsilon_R \cdot 10^{-6}\end{aligned}$$

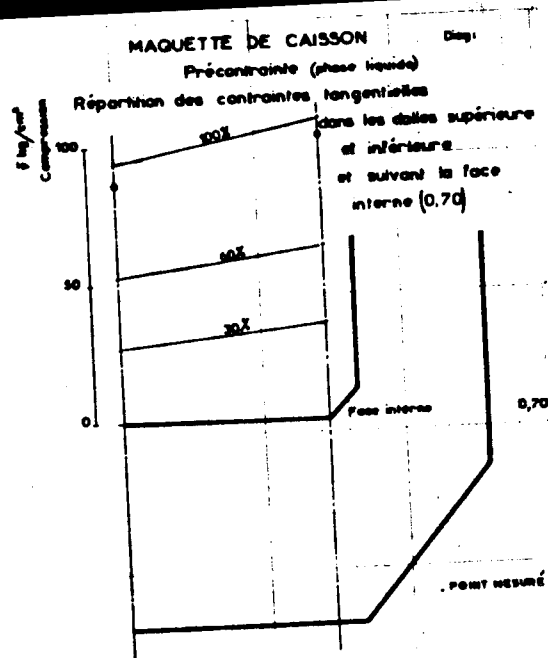
E: Module d'élasticité du béton

$\gamma$ : Coefficient de Poisson

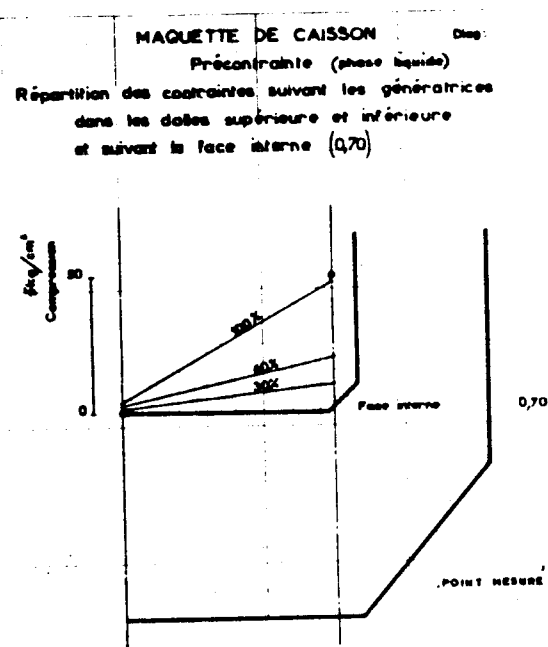
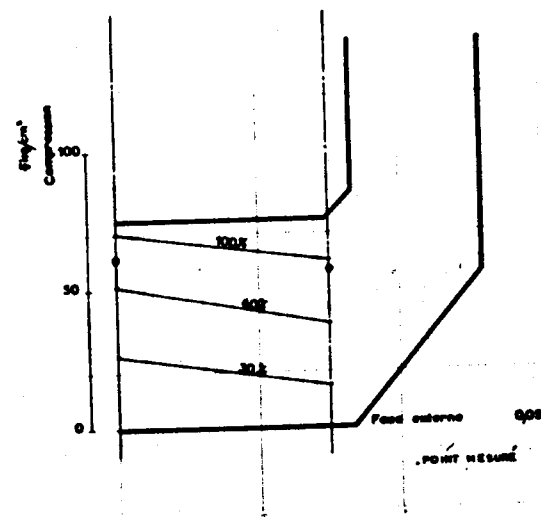
e:  $\epsilon_{\theta} + \epsilon_Z + \epsilon_R$



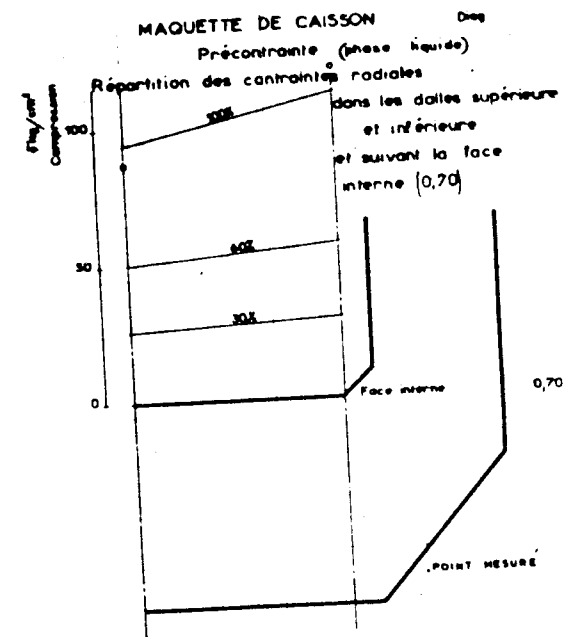
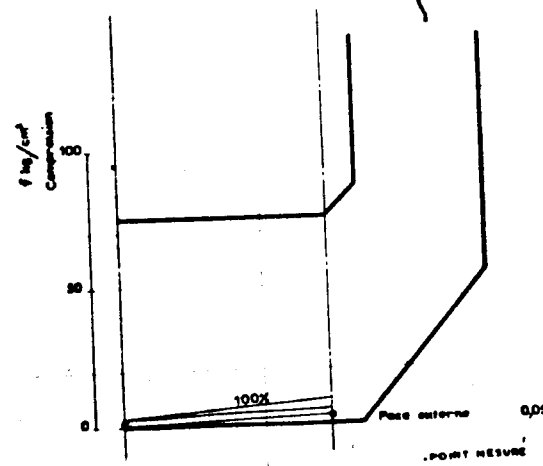




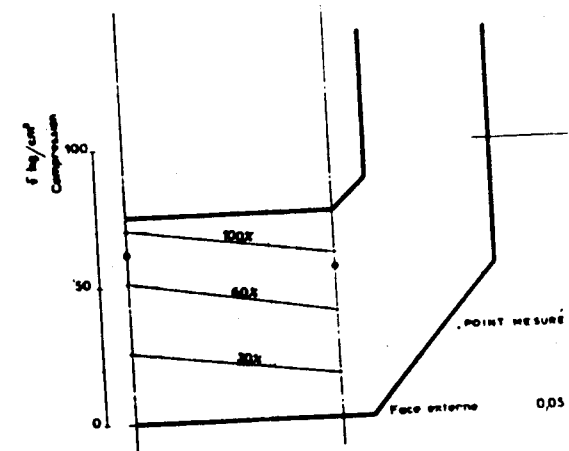
Répartition des contraintes tangentielles dans les dalles supérieure et inférieure et suivant la face externe (0,05)

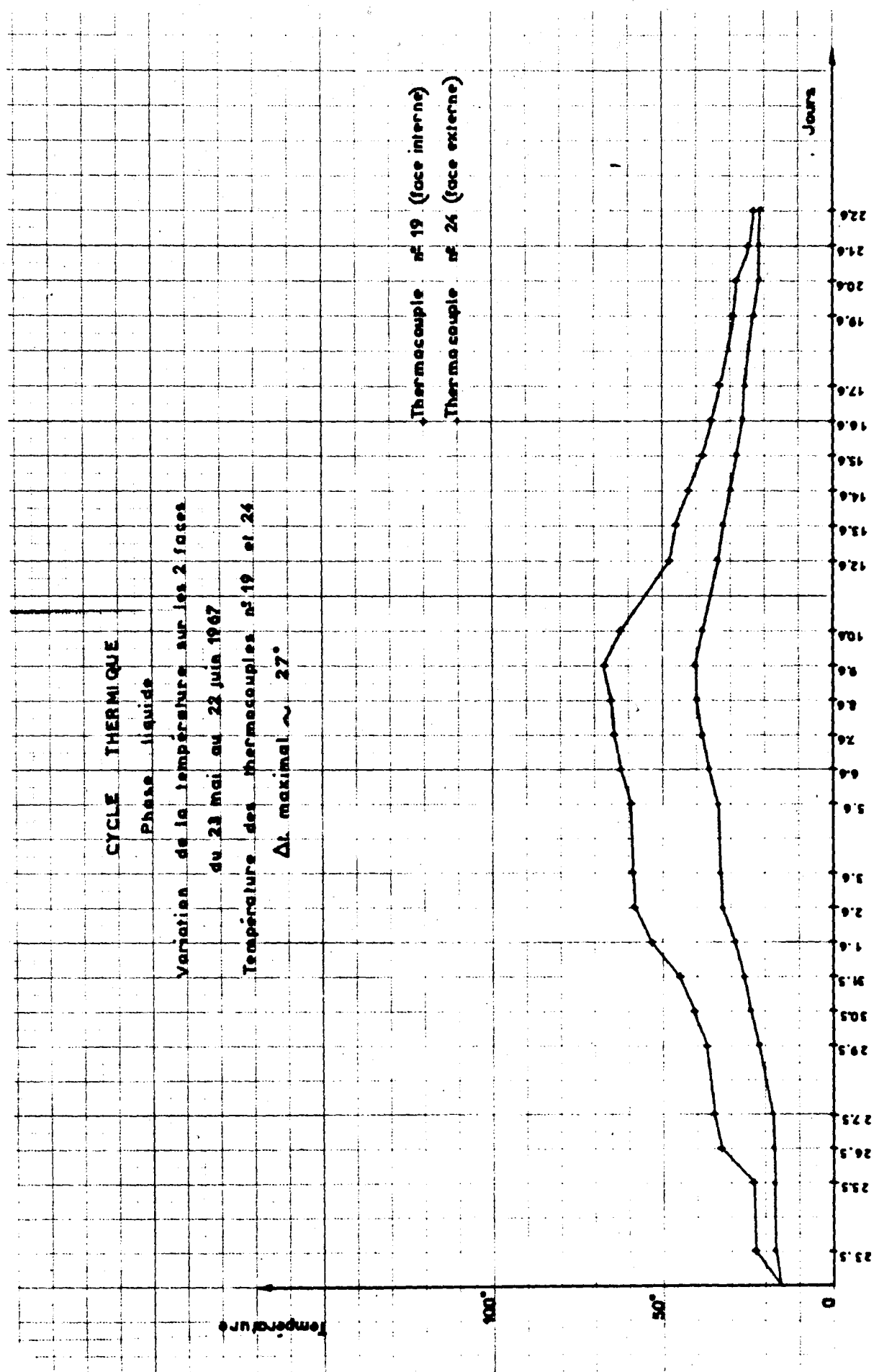


Répartition des contraintes suivant les génératrices dans les dalles supérieure et inférieure et suivant la face externe (0,05)

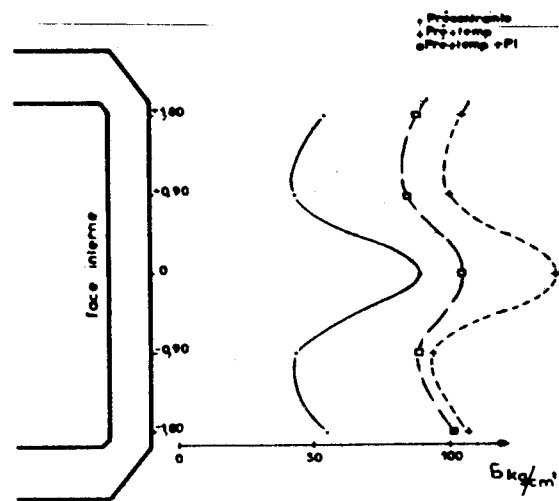


Répartition des contraintes radiales dans les dalles supérieure et inférieure et suivant la face externe (0,05)

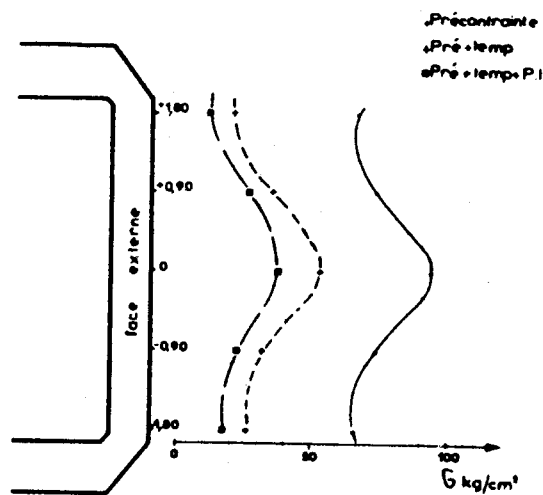




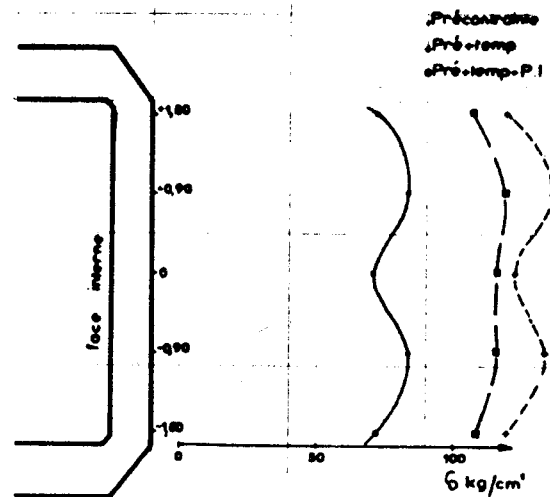
CAISSON 10  
 Précontrainte + Température + Pression interne  
 85 %  $\Delta T = 29^\circ$  10 kg/cm<sup>2</sup>  
 Phase liquide  
 Contraintes Tangentielles (t)  
 dans le fût et sur la face interne



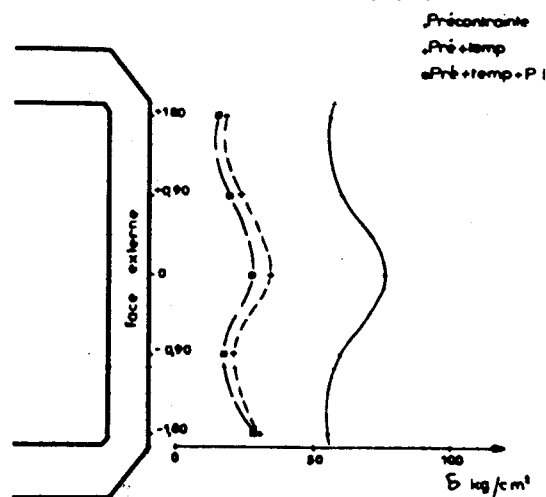
Phase liquide  
 contraintes tangentielles (t)  
 dans le fût et sur la face externe



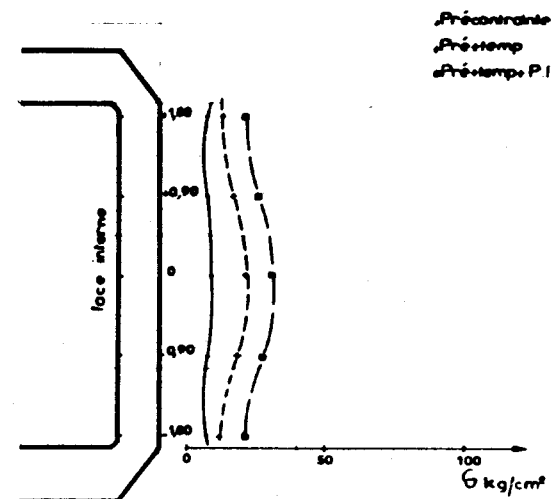
CAISSON  
 Précontrainte + Température + Pression interne  
 85 %  $\Delta T = 29^\circ$  10 kg/cm<sup>2</sup>  
 Phase liquide  
 contraintes suivant les génératrices  
 dans le fût et sur la face interne



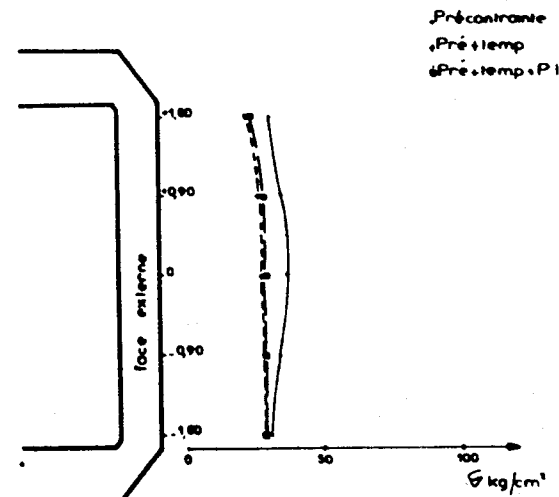
Phase liquide  
 contraintes suivant les génératrices  
 dans le fût et sur la face externe

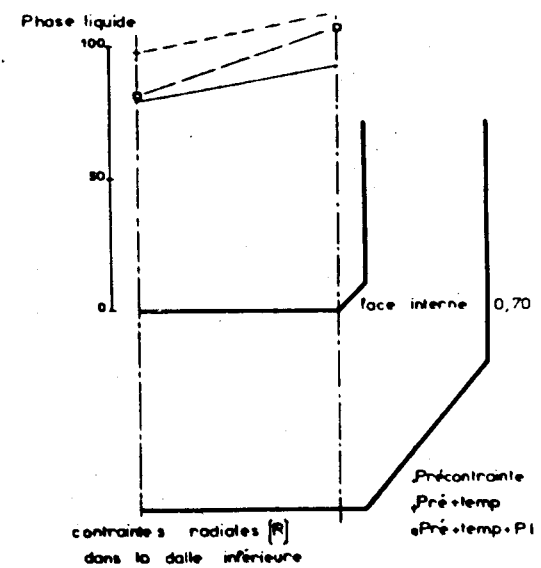
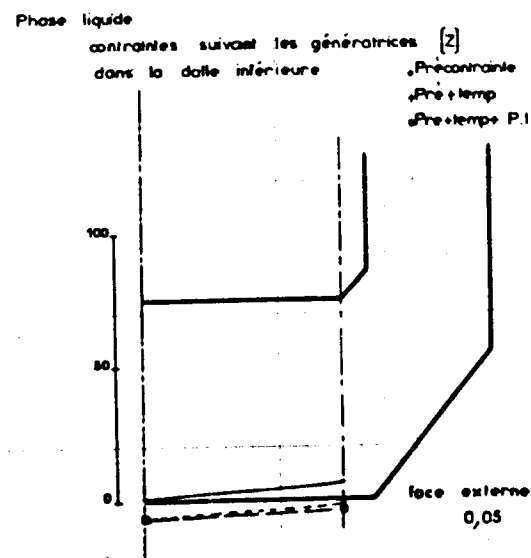
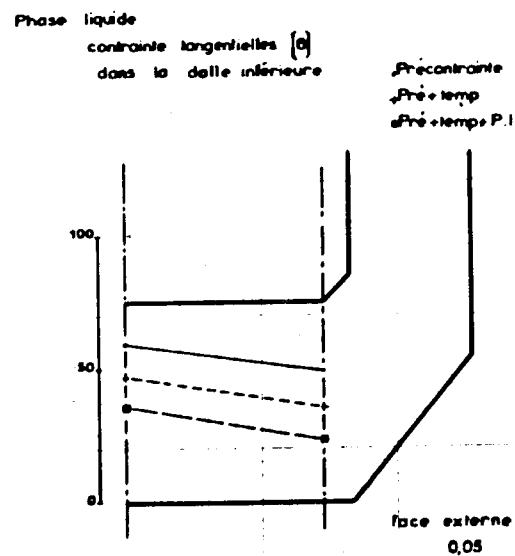
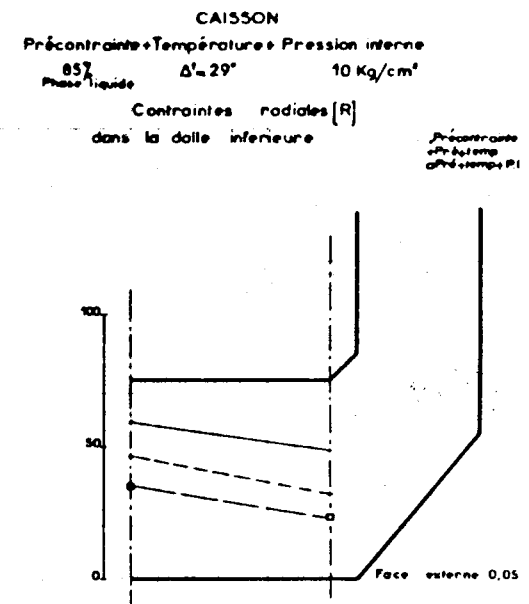
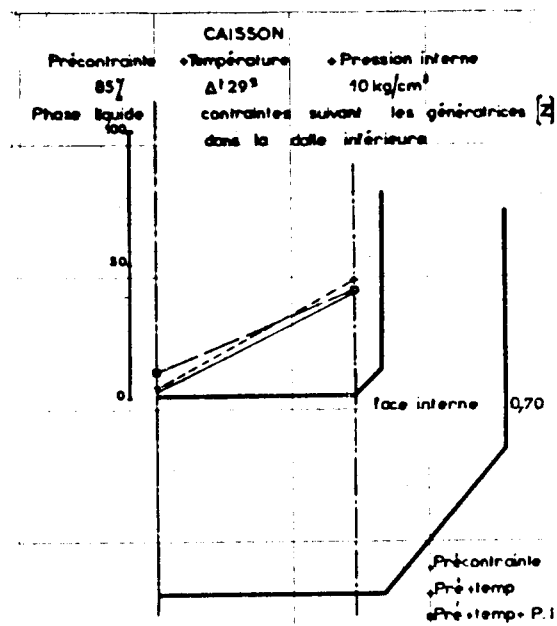
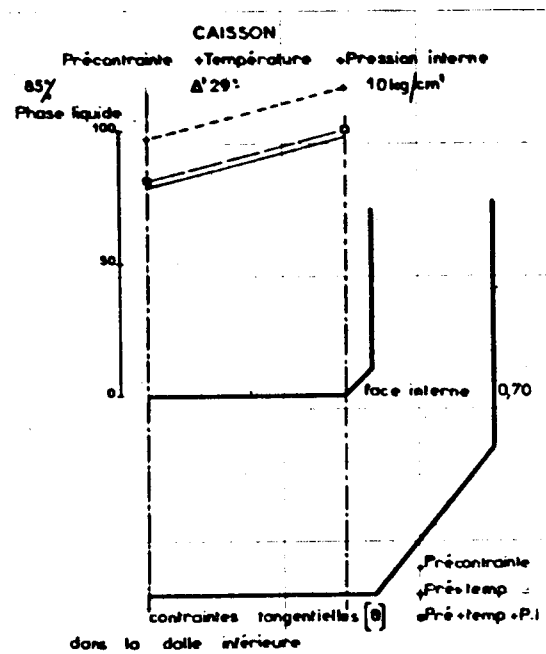


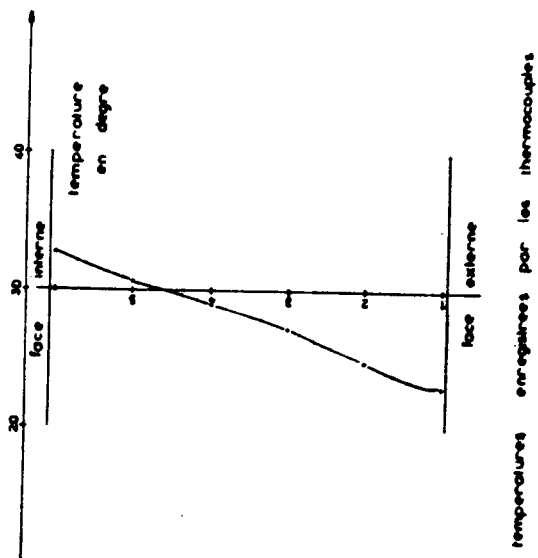
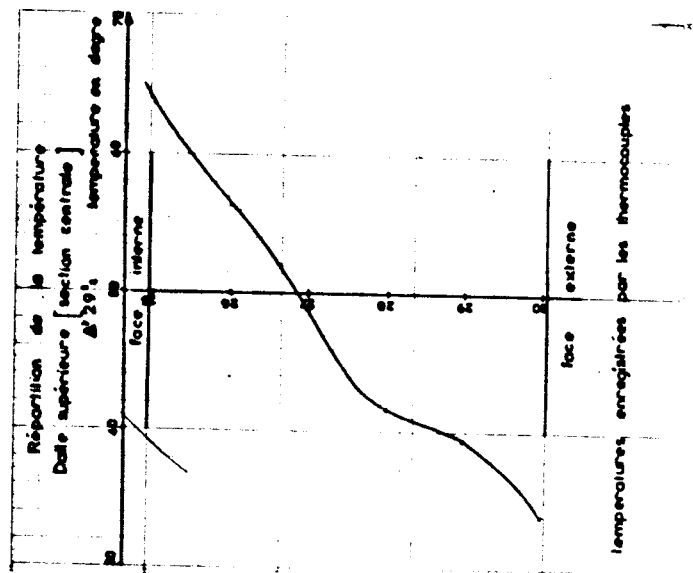
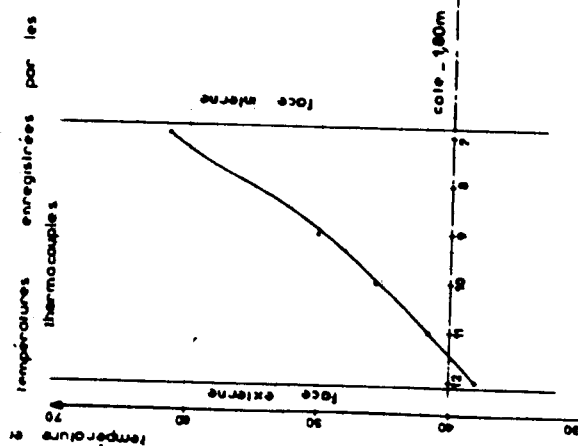
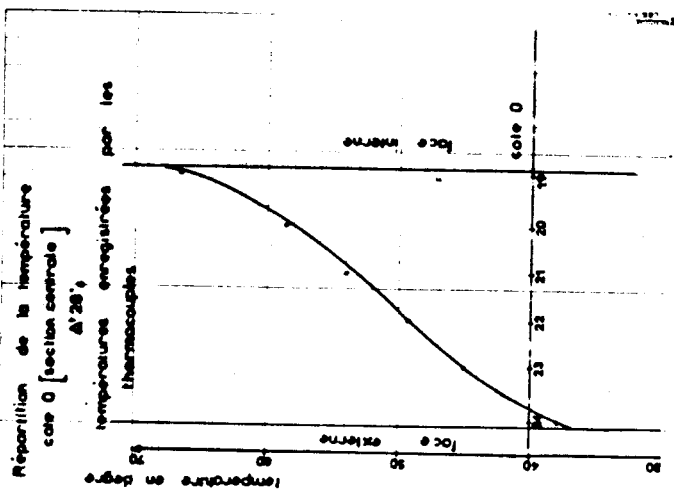
CAISSON  
 Précontrainte + Température + Pression interne  
 85 %  $\Delta T = 29^\circ$  10 kg/cm<sup>2</sup>  
 Phase liquide  
 contraintes radiales (R) dans le fût et sur la face interne

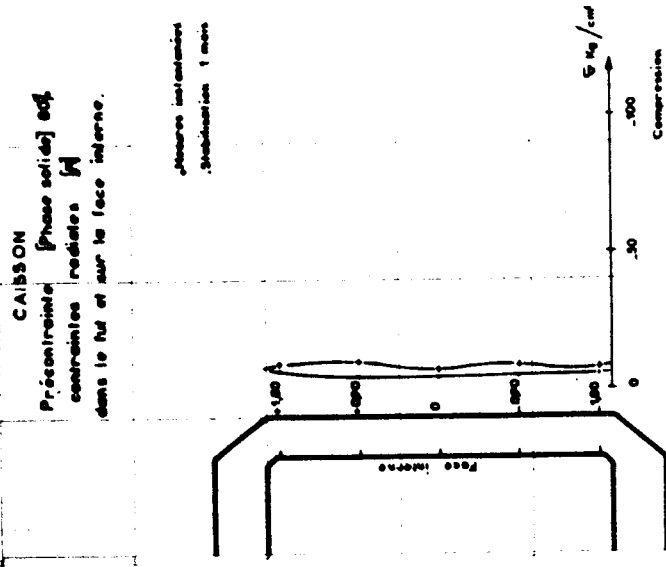


Phase liquide  
 contraintes radiales dans le fût et sur la face externe

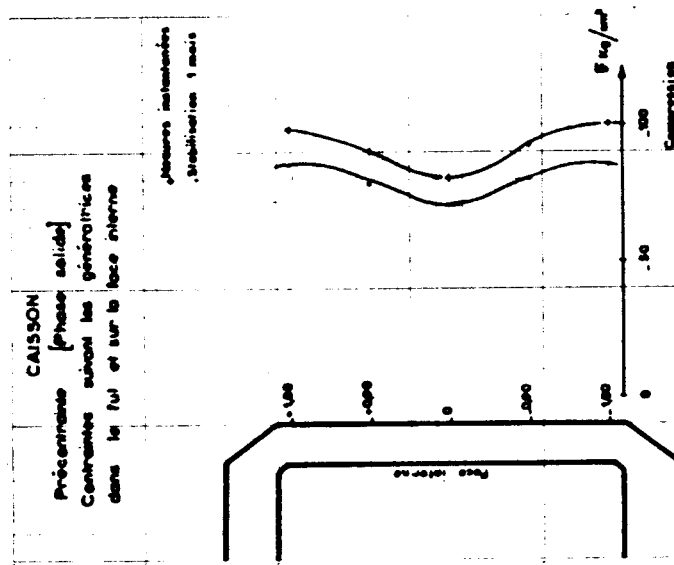
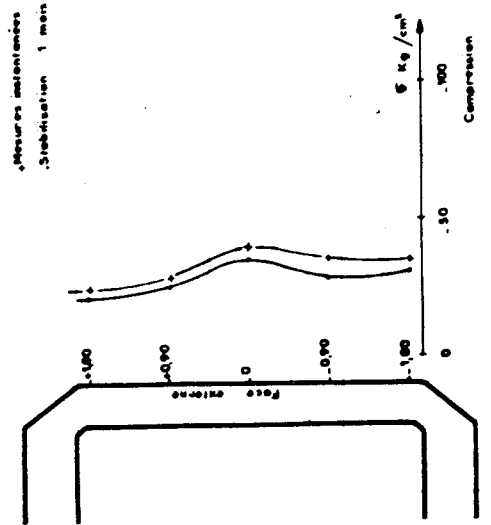




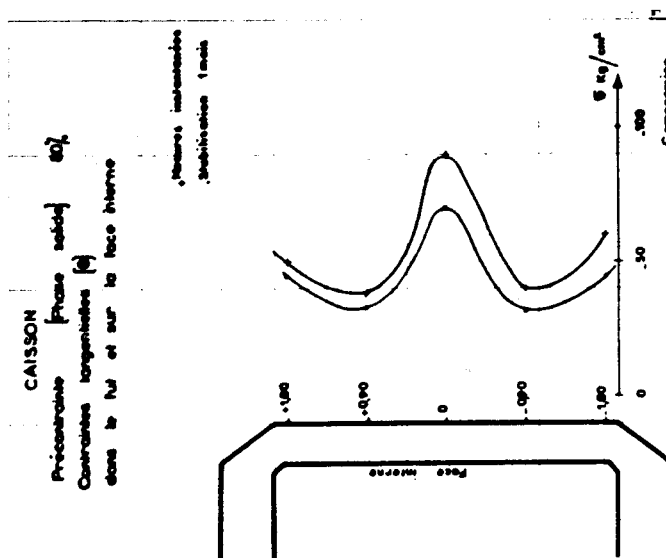
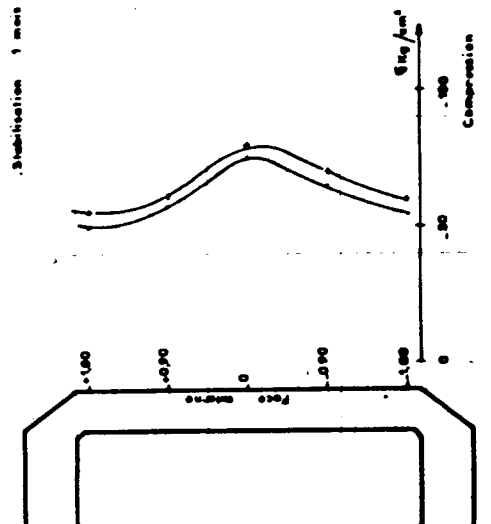




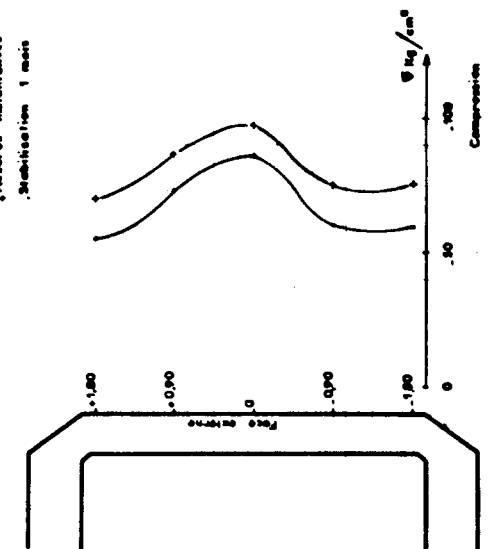
contraintes radiales [R]  
dans le fût et sur la face externe

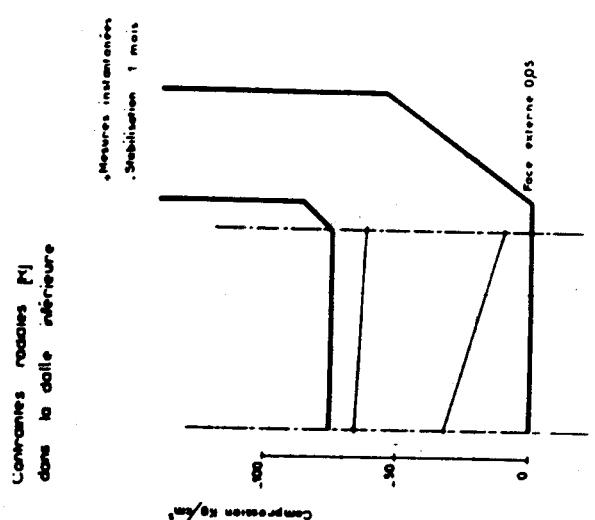
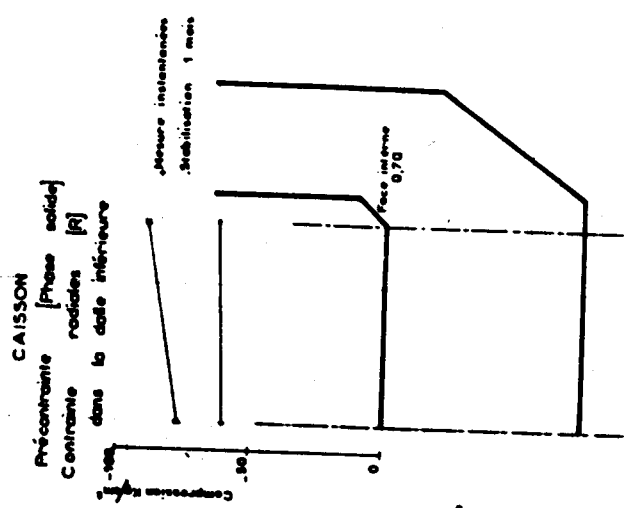
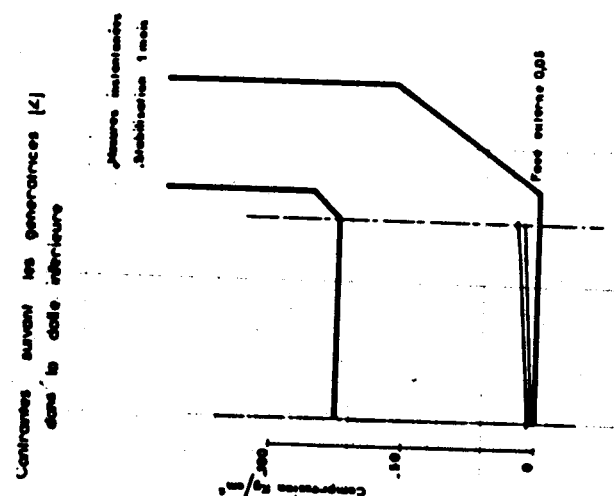
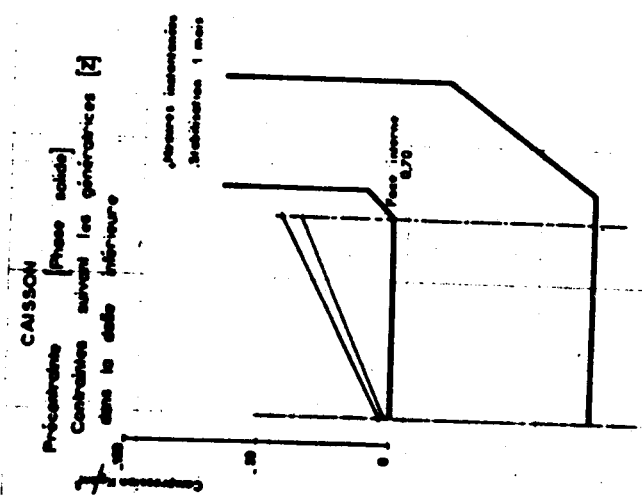
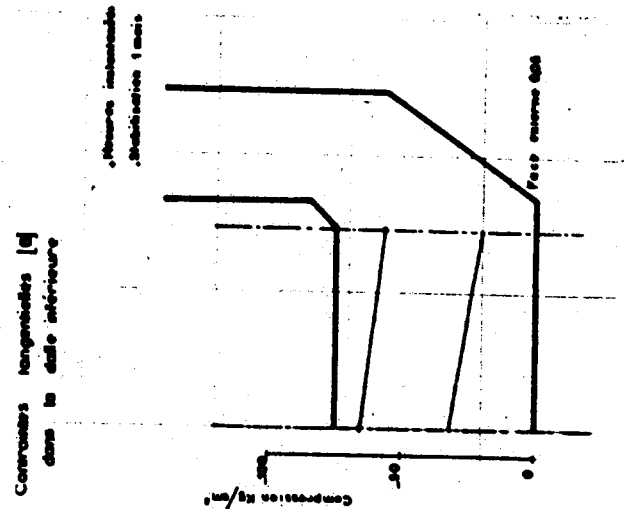
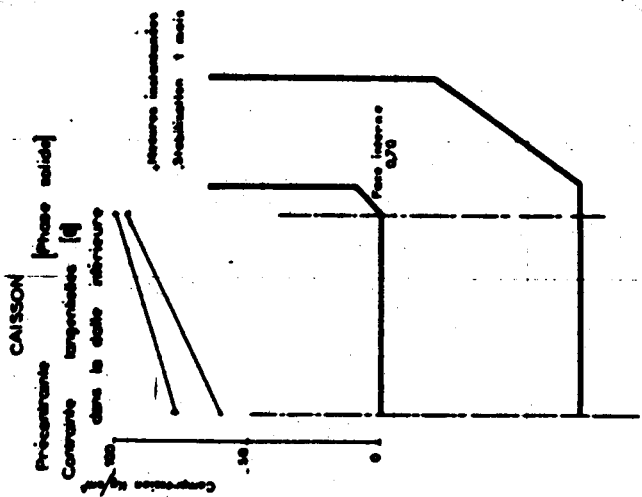


contraintes suivant les génératrices  
dans le fût et sur la face externe



Contraintes tangentielles [T]  
dans le fût et sur la face externe









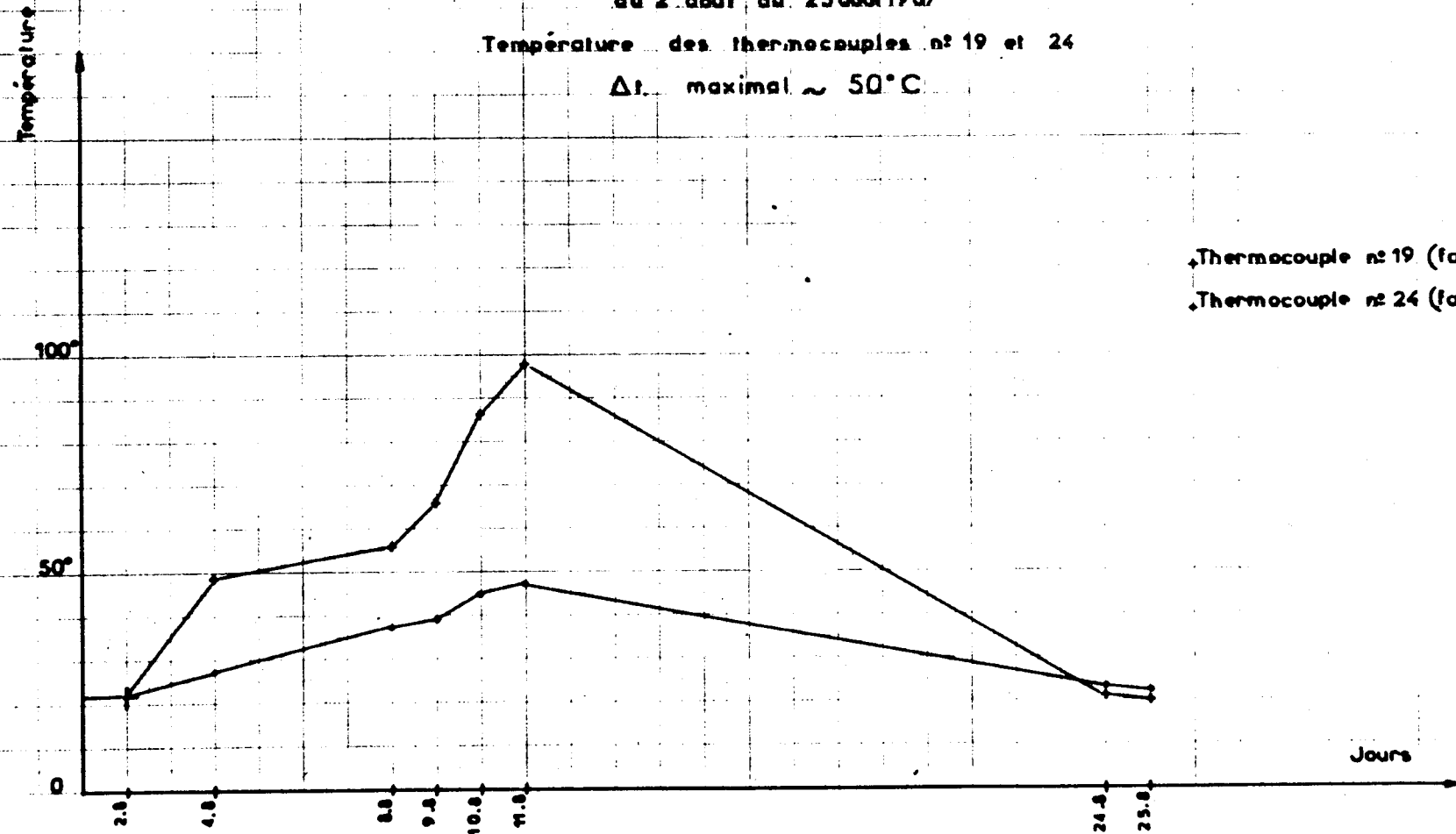
# CYCLE THERMIQUE

Phase solide

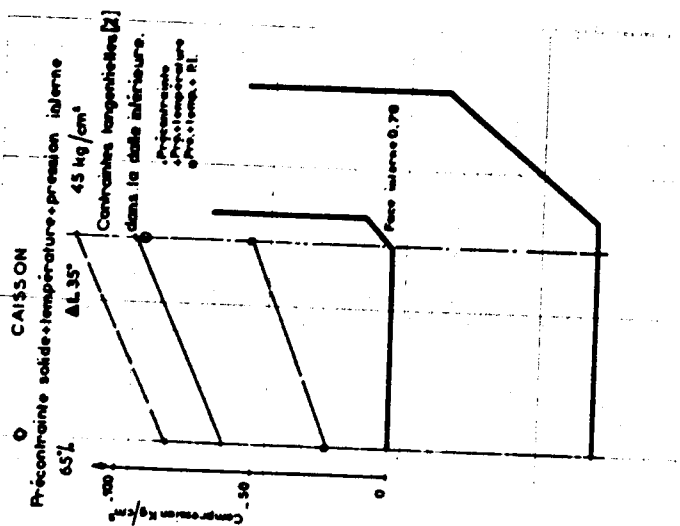
Variation de la température sur les 2 faces  
du 2 août au 25 août 1967

Température des thermocouples n° 19 et 24

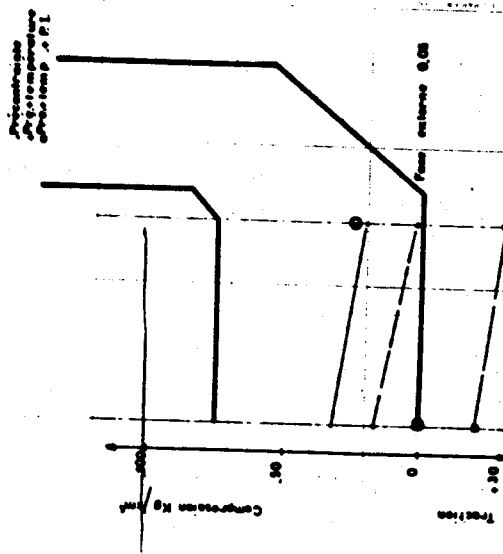
$\Delta t$  maximal  $\sim 50^\circ\text{C}$



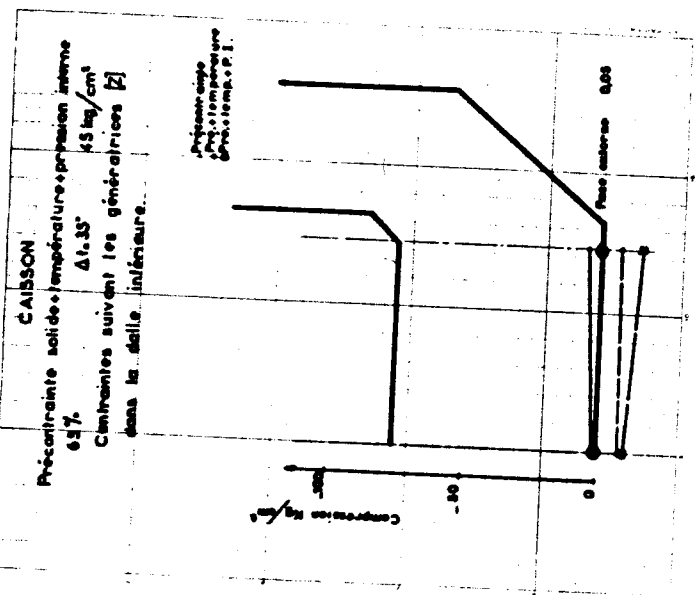
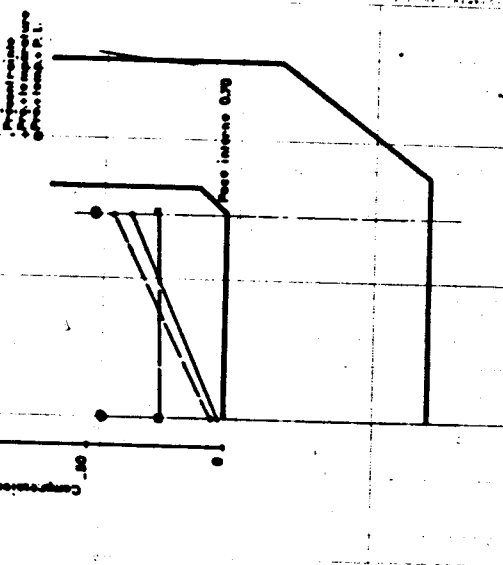




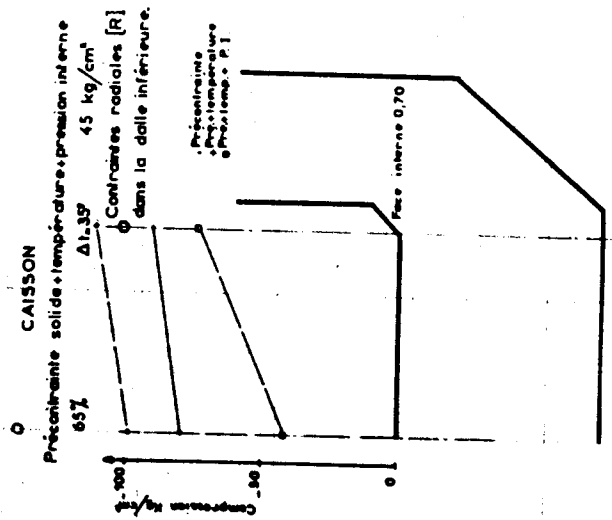
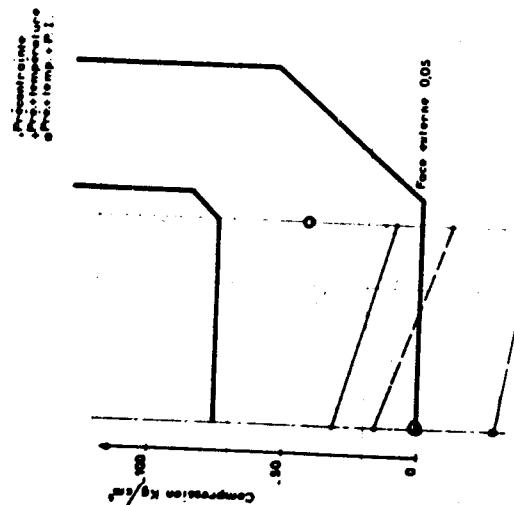
Contraintes tangentielles [a]  
dans la dalle inférieure.

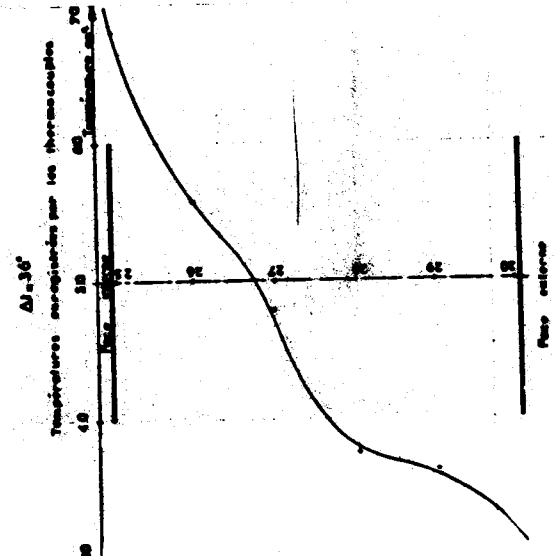
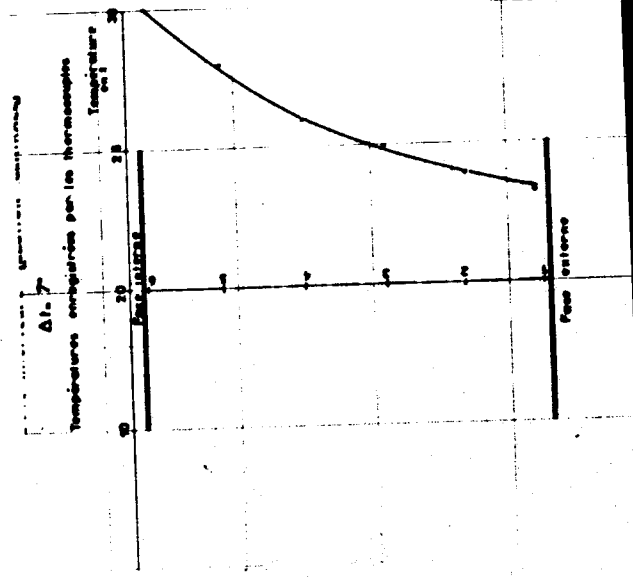
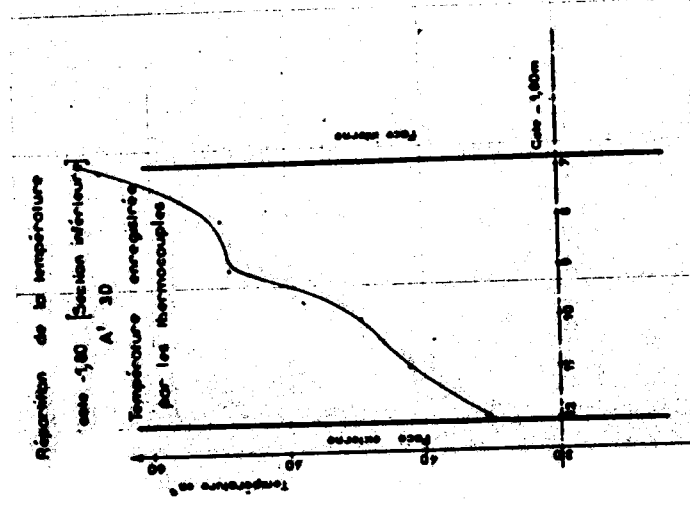
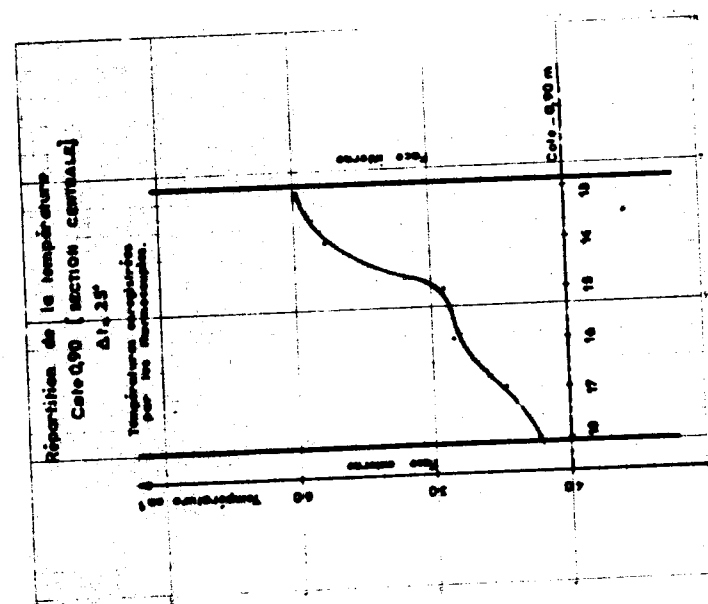
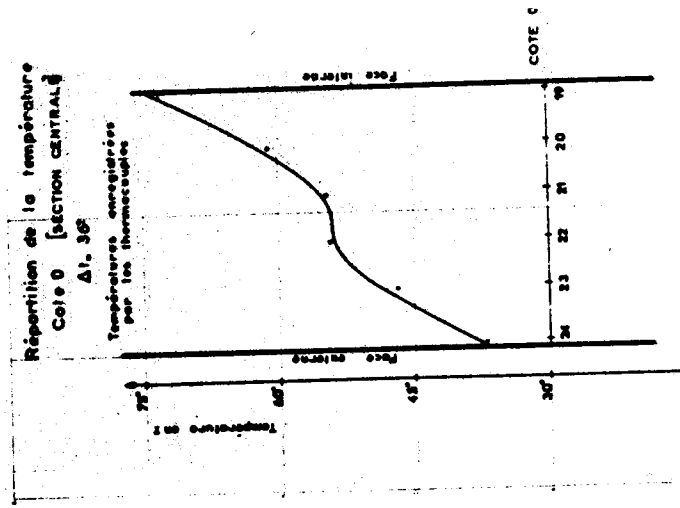


Contraintes suivant les génératrices [z]  
dans la dalle inférieure.



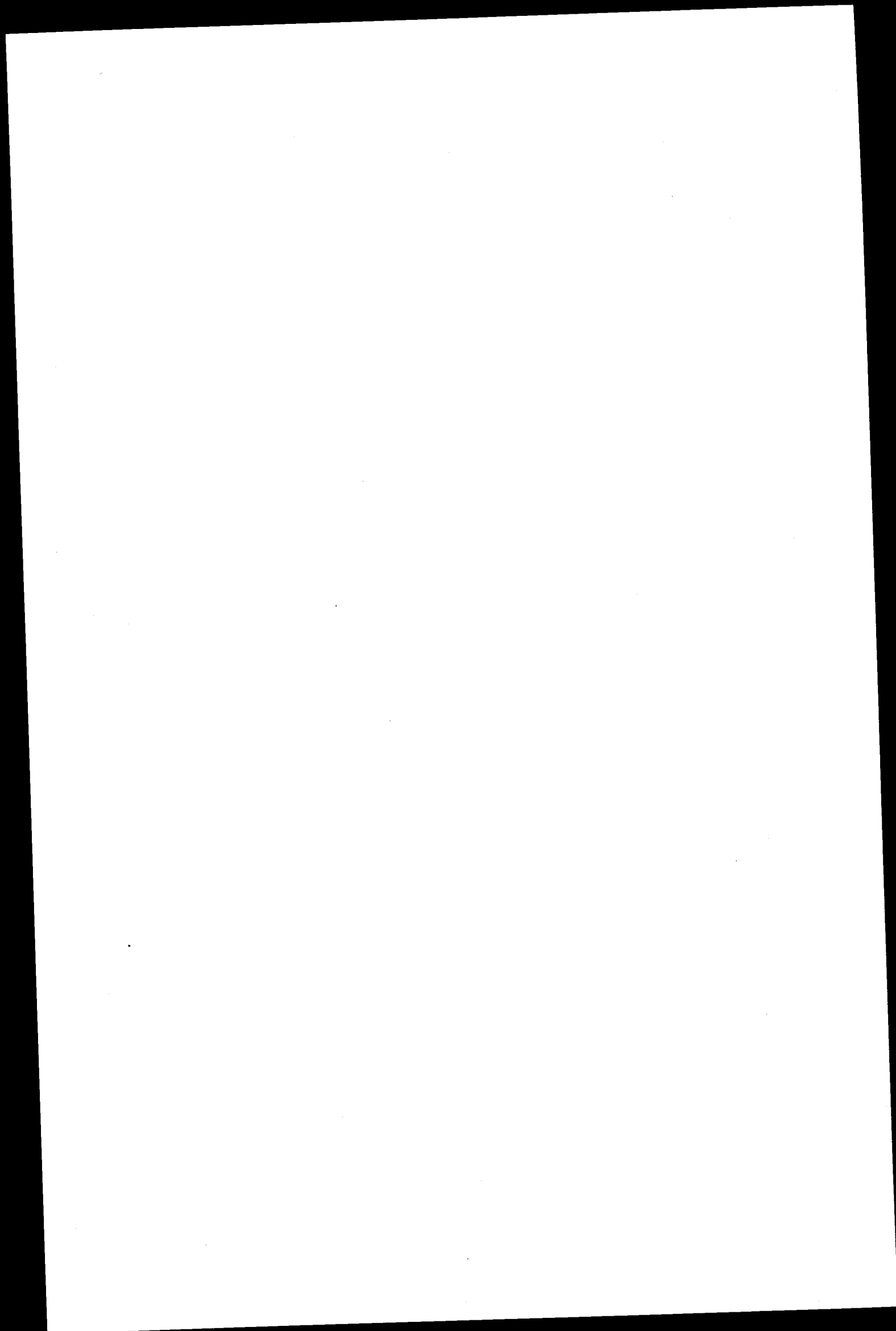
Contraintes radiales [q]  
dans la dalle inférieure.





ENTWICKLUNG EINES MEHRLAGIGEN SPANNBETON-DRUCKBEHÄLTERS  
FÜR HOHE DRÜCKE UND HOHE TEMPERATUREN

F. BREMER, H.P. SCHRAGE und F.J. STEINSDÖRFER  
Fried. Krupp Universalbau, Essen



## Mehrlagen-Druckbehälter aus Spannbeton

Referent: F. Bremer

Vor etwa 2 1/2 Jahren hatte ich Gelegenheit, vor diesem Auditorium über die Idee zu einer Neuentwicklung eines Druckbehälters aus Spannbeton zu berichten.

In der Zwischenzeit ist zwischen Euratom einerseits und der Firma Krupp andererseits ein Vertrag entstanden mit dem Zweck, die Finanzierung dieser Entwicklung gemeinsam zu betreiben. Alle bisher ausgeführten Druckgefäße und alle bisher bekanntgewordenen Entwürfe bestehen im Prinzip aus einem dickwandigen zylindrischen oder kugelförmigen Spannbetonbehälter. Dieser dickwandige Druckkörper hat alle Beanspruchungen aufzunehmen, die aus dem inneren Betriebsdruck, der Betriebstemperatur des Kühlmittels und teilweise auch der Strahlung herrühren. Extreme Dickwandigkeit und die extreme Verschiedenartigkeit der Spannungsumlagerungen, die im Zusammenhang mit den altersabhängigen Eigenschaften des Werkstoffes Beton auftreten, bereiten dem Entwurfsingenieur sehr viel Arbeit. Die Spannungskomponenten aus Temperatur sind schwierig zu beurteilen. Einen einwandigen Druckbehälter mit wirtschaftlich tragbaren Mitteln soweit herunterzukühlen, dass er im technischen Sinne keine Gradienten mehr aufzunehmen hat, ist einfach nicht möglich. Es darf auch nicht vergessen werden, dass je nach verwendetem Spannstahl die Stahlrelaxation bei angehobenen Temperaturen nennenswerte Verluste an Vorspannung mit sich bringt. Diese auszugleichen bedarf es eines erhöhten Aufwandes an Stahl.

Unserem Entwurfskonzept liegt daher die Idee zugrunde, den dickwandigen Behälter in mehrere Schichten aufzulösen, von denen jede ihre spezielle physikalische Funktion hat. Bei den meisten Reaktortypen, für die sich diese Konzeption eignet, soll ausserdem die Möglichkeit bestehen, das thermische Schild fortfallen zu lassen.

Als Auslegungsdaten und Abmessungen wurden uns von Euratom die Werte eines bereits ausgeführten Referenzreaktors angegeben. Es bestünde damit also die Möglichkeit, die Wirtschaftlichkeit unserer Lösung auch praktisch nachzuweisen (Bild 1). Der innere nutzbare Durchmesser des Referenzbehälters soll 19 m betragen, seine innere nutzbare lichte Höhe 40 m. Der Betriebsdruck beträgt 40 Atmosphären und die Kühlgastemperatur  $240^{\circ}$  C. Im unteren Behälterboden sollen ca. 456 Stück Steuer- und Abschaltstäbe untergebracht werden. Vorgesehen sind sechs Durchführungen für die Gasgebläse und im oberen Deckel eine zentrale Öffnung von 170 cm Durchmesser.

Die Auflösung in mehrere Schichten ist auf dem rechten Teil dieses Bildes zu sehen. Art und Funktion darf ich nun kurz erläutern.

Mit der Nummer 1 sind Dehnungskompensatoren bezeichnet, die die unterschiedlichen Dehnungen zwischen dem heissen Behälterteil und dem kalen äusseren Behälterteil ausgleichen sollen. Die Ziffer 2 bezeichnet Stahlliner, die zur Gas- bzw. Wasserdichtung notwendig sind. Ihre Stärke ist mit mindestens 6 mm vorzusehen. Die Dicke der Liner ist bei diesem Entwurf nicht durch eine abzuleitende Wärmemenge bestimmt. Ihre Funktion ist einzig und allein die Dichtung. Die Bestimmung der Dicke wird daher ausschliesslich von schweisstechnischen Gesichtspunkten bestimmt. Die Ziffer 6 stellt einen schlaff bewehrten Spezialbeton dar, der eine hohe Dichte besitzt und bei der angegebenen Betriebstemperatur von ca.  $240^{\circ}$  C noch einen sehr hohen Anteil an



Wasserstoff besitzt. Die hohe Dichte wird durch einen Gehalt an Magnetit erreicht. Als Wasserstoffträger hatten wir zunächst einen europäischen Limonit vorgesehen; es zeigte sich jedoch bei den ersten Versuchen, dass dieser Limonit bei  $200^{\circ}\text{C}$  seine Umwandlung zu Hämatit beginnt. Bei dieser Umwandlung treten solch grosse Volumensveränderungen auf, dass durch innere Gefügestörungen die Druckfestigkeit bei  $200^{\circ}\text{C}$  in einem unzulässig hohen Masse abfällt. Wir sind deshalb ausgewichen auf einen englischen Serpentin. Der Wasserstoffgehalt ist nur unwesentlich niedriger und bis zu einer Temperatur von ungefähr  $500^{\circ}\text{C}$  treten im Serpentin keinerlei Veränderungen auf. Details über Zusammensetzung und physikalische Stoffeigenschaften dieses Betons wird im nächsten Referat mein Mitarbeiter, Herr Steinsdörfer, mitteilen. Ich möchte jetzt nur auf eine Besonderheit der Herstellung dieses Betons eingehen. Dieser Beton wird schnell und so eingebracht, dass keine Möglichkeit besteht, sein Wasser durch Verdunstung abzugeben. Da dieser Beton eine Temperatur über  $+ 240^{\circ}\text{C}$  erhält, würden durch Verdampfung des freien Wassers innere Zugspannungen auftreten, die seine Druckfestigkeit erheblich abmindern. Den Wasserdampfdruck, wie er bei gesättigtem Beton in Abhängigkeit von der Temperatur auftritt, haben wir gemessen (Bild 2). Dieses Diagramm habe ich bereits beim letzten Symposium in London gezeigt, möchte es aber hier zur Erinnerung noch einmal bringen. Sie sehen, dass bei dem in Frage kommenden Temperaturbereich in den Kapillaren immerhin Wasserdampfdrücke bis zu 20 Atmosphären auftreten. Durch das von mir heute morgen bereits geschilderte Verfahren wird das in den Poren und Kapillaren enthaltene Wasser vollständig entzogen. Beim Bau des Behälterprototyps ist das bis auf einen Rest von  $5\text{ l/m}^3$  Beton tatsächlich gelungen (Bild 3). Es ist zu sehen, dass von insgesamt  $143\text{ l}$  Wasser je Kubikmeter Beton nach der Behandlung noch  $72\text{ l}$  als chemisch gebundenes Wasser vorhanden sind. Bei einem Zementgehalt von  $300\text{ kg/m}^3$  Beton sind das bezogen auf das

Zementgewicht 24 %. Dies ist ein aus der Betontechnologie bekannter Wert der Wasserbindung. Durch den Prozess der Evakuierung erhöht sich die Porosität im Bereich der Mikroporen; das haben wir gemessen (Bild 4).

Porosität etwa 18 mal so gross wie beim unbehandelten Beton, keine Festigkeitsminderung da Mikroporosität. Andere Anwendungsmöglichkeiten:

1. Weitgehend schwindungsarmer Beton
2. Bei Aufrechterhaltung eines geringen Vakuums im Beton können Leckagekühlmittel abgefahren und am Austritt in die Atmosphäre gehindert werden. Man erhält dann etwa das, was der Amerikaner bezogen auf die Gasdichtigkeit bei den Containern als total sichere Konstruktion bezeichnen.

Auf die Schicht 6 folgt die Schicht 5, sie stellt die keramische Isolierung dar. Diese keramische Isolierung besteht nicht aus Fertigteilen. Sie ist an Ort und Stelle eingebracht. Einzelheiten hierzu habe ich bereits berichtet. Zwischen der keramischen Isolierung und dem eigentlichen Druckkörper liegt ein Druckwasserspalt. Das Wasser dieses Spaltes wird nicht umgewälzt. Es ist voll entmineralisiert. Auf die Mehrfachfunktion dieses Druckwasserspaltess komme ich gleich noch zurück. Im Druckwasserspalt, der hier mit 40 cm angegeben ist, liegt ein sekundäres Kühlrohrsystem. Im Gegensatz zu bekannten Kühlsystemen schwebt dieses frei im Wasser und wird nicht mit dem Liner durch Schweissung verbunden. Wasser ist ein hervorragendes Wärmeübertragungsmittel, so dass die metallische Verbindung nicht notwendig ist. Ein weiterer Vorteil ergibt sich dadurch, dass durch die im Wasser stattfindende Konvektion eine völlig gleichmässige Wärmeverteilung in der Isolierung und im Beton entsteht und keine Spannungsspitzen aus Temperatur, wie bei angeschweissten Kühlrohrsystemen, auftreten.

Im Gegensatz zu bekannter Praxis ist hier die Isolierung hinter dem ersten Betonschild angebracht. Das hat natürlich einen besonderen Grund. Aus den von Euratom angegebenen Core-Daten haben wir mit Hilfe eines Rechenprogramms Strahlenfluss, Wärmefluss und nukleare Wärmeentwicklung durch die Schichten hindurch berechnet (Bild 5). Auf diesem Bild sehen Sie den Temperaturverlauf, wenn die Isolierung auf der inneren Seite, also auf der Gasseite des Behälters liegen würde. In der Isolierungsschicht würde eine Aufheizung durch strahleninduzierte Wärme um ca.  $50^{\circ}$  entstehen, und im Serpentinbeton wäre dann ein Temperaturabfall um  $150^{\circ}$  aufzunehmen. Diese Lösung ist schlecht und praktisch unmöglich. Ganz anders sieht es jedoch aus, wenn man die Isolierung auf der kalten Seite anordnet (Bild 6). Sie sehen, dass hier der gesamte Temperaturabfall, so wie es sein muss, innerhalb der Isolierungsschicht liegt, während im Serpentinbeton nur ein ganz geringer Gradient auftritt infolge strahleninduzierter Wärme. Dieser Gradient erzeugt Spannungen, die von einem schwach bewehrten Beton ohne weiteres aufgenommen werden können.

Die Aufheizung des Wassers im Druckwasserspalt beträgt maximal  $3,5^{\circ}$ . Damit ist jeder Wärmeeinfluss vom eigentlichen Spannbetondruckkörper mit Sicherheit ferngehalten.

Die in den Druckwasserspalt einfließende Neutronendosis ist so gering, dass sie innerhalb 12 Monaten nur 200 Liter Wasserstoff produziert. Hierbei ist nicht berücksichtigt, dass ein Teil des durch Radiolyse entstehenden Wasserstoffes sich wieder zu Wasser reduziert. Der erste Schild aus Serpentinbeton wirkt nicht nur als biologischer Schild, sondern ist in seiner physikalischen Eigenschaft für die angegebenen Core-Daten durchaus in der Lage, gleichzeitig die Funktion des thermischen Schildes aufzunehmen. Es sei nur nebenbei bemerkt, dass nicht nur der von uns vorgesehene Isolierbeton

verwendet werden kann, sondern jede andere Art von druckfester Isolierung selbstverständlich auch möglich ist.

Um den Aufbau von Spannungen in der ersten und zweiten Schicht infolge innerem Betriebsdruck zu vermeiden, wird der Druck im Druckwasserspalt ständig auf dem Niveau des Kühlmitteldrucks gehalten. Das geschieht nicht mit Hilfe von Pumpen mit Antriebsmotoren. Wir haben hierzu eine Druckausgleichseinheit geschaffen, die auf dem nächsten Bild dargestellt ist (Bild 7). Sie sehen, dass es sich hierbei um ein Doppeldruckkammersystem handelt; die Kolben in dieser Druckkammer sind starr miteinander verbunden. Auf der einen Seite wirkt der Kühlmitteldruck, auf der anderen Seite wirkt der Druck des Druckwasserspalt. Es ist leicht zu sehen, dass bei dem geringsten Differenzdruck hier ein Ausgleich stattfindet. Das Hubvolumen auf der Druckwasserseite muss nur gross genug sein. Es ist heute möglich, solche Druckwasserspeicher mit einem Arbeitsvolumen vom 1,5 bis 5 m<sup>3</sup> herzustellen. Eine kleinere Einheit ist von uns gebaut worden und befindet sich zur Zeit beim Prototyp der beschriebenen Behälterkonstruktion in der Erprobung.

(Bild 1 zurück) Ich möchte noch einiges zu der gewählten Geometrie des eigentlichen Druckkörpers mitteilen. Sie sehen, dass wir als oberen Abschluss eine Form gewählt haben, die nach aussen sphärisch ist und nach innen plan eben. Der Grund ist folgender: Durch diese Art der Geometrie werden, ähnlich wie es bei Bogenscheiben ist, Normalkräfte aktiviert, die einer Stützlinie folgen. Hierdurch wird der Rand des oberen Abschlusses gedehnt. Die Randstörungseinflüsse des Zylinders werden nennenswert verringert, was sich in einer Verminderung des Spannstahlbedarfes äussern muss. Im Idealfalle müssten die Randdehnungen des oberen Abschlusses genau so gross sein, wie die Dehnungen des ungestörten Zylinderbereiches. Rein aus Zweckmässigkeits-

überlegungen ist wegen der ca. 440 Durchführungen der untere Abschluss hier eben gewählt worden. Andernfalls wären die Längen der Shutter-tubes für die unteren Durchführungen in konzentrischen Ringen jeweils veränderlich. Das ist zwar prinzipiell möglich, es wurde aber hier bei diesem Entwurf darauf verzichtet. Wie ich bereits erwähnte, erhält der eigentliche Druckkörper keinerlei Temperatureinflüsse. Hierdurch ist es möglich, die Wandstärke und den Spannstahlbedarf ganz erheblich zu reduzieren. Als minimal mögliche Wandstärke bei der Verwendung eines höchstdruckfesten Betons haben wir für diesen Referenzbehälter 240 cm ermittelt. Die Abmessungen bei einwandigen Behältern sind Ihnen vergleichsweise bekannt. Sie sind etwa doppelt so gross. Da wegen Fehlens eines Temperaturgradienten thermische Spannungen mit ihrer Anhängigkeit vom E-Modul nicht zu befürchten sind, kann ein hochdruckfester Beton mit einer Druckfestigkeit nach 90 Tagen von  $600 \text{ kg/cm}^2$  verwendet werden. Auch dies drückt sich in einer Reduzierung der Wandstärken aus. Der innere Zylinder ist an sich radial und achsial verschieblich. Lediglich der untere Rand des inneren Zylinders ist mit dem Druckkörper biege- und schubfest verbunden. Diese Verbindung sieht etwa so aus, wie auf dem nächsten Bild dargestellt (Bild 8). Die Einleitung der Biegezugkräfte erfolgt über schlaffe Bewehrung, die Schubkräfte werden nach unten und oben durch über die Kühlkammern durchgezogenen Starrdübel übertragen. Zur Verhinderung des Wärmeflusses vom heissen Serpentinbeton in den kalten Spannbeton sind ringförmige Kühlwasserkammern vorgesehen. Da dieses Einspannsystem eine gewisse Elastizität besitzt, sind die einzuleitenden Momente und Querkräfte kleiner, als bei starrem biegesteifen Anschluss. Genügt die Einkammerkühlung nicht, können selbstverständlich kaskadenförmig mehrere Kühlkammern übereinandergesetzt werden, die dann etwa nach dem Prinzip der amerikanischen Transpiration Cooling wirken können.

Die Abmessungen des Zylinders würden es ohne weiteres gestatten, mit sehr grosser Genauigkeit die Berechnung als dünnwandige Schalenkonstruktion auszuführen. Das gilt jedoch nicht für die Randstörungen des Zylinders und vor allen Dingen nicht für die nach wie vor dickwandigen ebenen oder semisphärischen Endabschlüsse. Wir haben deshalb ein Rechenprogramm auf der Basis der Dynamischen Relaxationsmethode erarbeitet. Obwohl ich Einzelheiten zu diesem Programm jetzt nicht hier berichten will, das wird nachher mein Mitarbeiter, Herr Schrage, tun, möchte ich doch auf eine Besonderheit hinweisen (Bild 9). Ich möchte Ihre Aufmerksamkeit lediglich auf den Teil lenken, der hier im "Zusatzprogramm Hüllparabel" und fortlaufend als "Nachweis der Bruchsicherheiten" bezeichnet ist. Beachten Sie, dass hier von vier Bruchsicherheitsparametern die Rede ist.

Im Feld zwei- und dreiachsialer Spannungen ist es völlig unsinnig, von sogenannten zulässigen Spannungen zu reden, denn die Werkstofffestigkeit hängt sehr stark ab von dem Verhältnis der zwei oder drei Spannungen zueinander. Ähnlich wie es auch andere Ingenieure getan haben, gehen wir bei dem Nachweis der Bruchsicherheit von der Anstrengung des Betons aus. Es wird hierzu die Hüllparabel an die Mohrschen Spannungskreise benützt. Denjenigen Zuhörern, die sich mit der Entwurfsbearbeitung von Spannbeton-Druckgefässen befassen, ist diese Art des Sicherheitsnachweises nicht fremd. Trotzdem möchte ich, da es für alle Zuhörer, auch die Nicht-Spannfachleute, wichtig ist, einen Eindruck über moderne und zuverlässige Sicherheitsbetrachtungen zu gewinnen, das Verfahren kurz schildern (Bild 10). Es ist hier eine Hüllparabel dargestellt, die den Hauptspannungskreis der Prismenfestigkeit tangiert, die  $\tau$ -Achse bei der Schubfestigkeit des Betons schneidet und bei der gemessenen Zugfestigkeit des Betons die  $\sigma$ -A schneidet. Wenn man vom Brennpunkt der Hüllparabel eine Linie OP zieht, dann ist die Länge dieser Linie PH ein Massstab für die Anstrengungsbereitschaft des Betons im Bruchzustand. Wenn

man nun an den Kreis zweier effektiver Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  eine zur Hüllparabel homothetische Parabel legt, dann stellt das Mass  $P_E$  einen Massstab dar für die effektiv vorhandene Anstrengung des gleichen Betons für die beiden Spannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$ . Der Quotient  $P_H/P_E$  ist dann die Sicherheit des Spannungszustandes  $\sigma_1/\sigma_2$  gegen Bruch.

(Bild 8 zurück)

Von den in diesem Flussdiagramm dargestellten vier Bruch-sicherheiten ist die eben geschilderte hier links zu sehen mit  $\gamma = \frac{P_H}{P_E}$ . Ausserhalb dieses Vertrages ist es uns durch eine finanzielle Beteiligung der THTR-Association und durch Förderung von Herrn Prof. Koepcke, Technische Universität Berlin, möglich gewesen, in unserem Laboratorium umfangreiche Untersuchungen über zwei- und dreiachsiale Betonfestigkeiten durchzuführen. Sie sehen, dass hier in dem zweiten Kästchen des Ablaufdiagrammes eine weitere Bruch-sicherheit  $\gamma$  nachgewiesen wird, die den ersten Wert mit einem Korrekturfaktor  $c$  darstellt. Dieses  $c$  ist eine Funktion zweier Spannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$ . Er ist für jeden Beton experimentell zu bestimmen. Die dritte Möglichkeit eines korrigierten Bruch-sicherheits-nachweises besteht darin, einen Faktor  $\alpha$  eingeben zu können. Dieser Faktor stellt eine Funktion des Brutto- zu Nettoquerschnittes dar, d. d. im Bereich sehr dichter Spannkabelanordnung mit sehr vielen Hüllrohren wird eine Spannungskonzentration eintreten. Das wird hiermit berücksichtigt. Schliesslich wird in einem vierten Bruch-sicherheitsnachweis die Bruch-sicherheit  $\gamma''$  dargestellt, wobei die erste Bruch-sicherheit  $\frac{P_H}{P_E}$  mit beiden Faktoren sowohl  $c$  als auch  $\alpha$  belegt werden kann. Bei den Spannungsanalysen der englischen Behälter ist es üblich gewesen, die Bruch-sicherheit nach der Hauptschubspannungstheorie zu ermitteln. Ich bin der Ansicht, dass der auf dem Kontinent eingeschlagene Weg in grossen Spannungsbereichen eine sichere Beurteilung erlaubt und vor allen Dingen die

Abschätzung der ebenen und räumlichen Materialfestigkeit bessererlaubt. Allerdings muss auch zu dieser Methode gesagt werden, dass im Augenblick die Existenz einer Hüllkurve im Bereich von negativen Hauptspannungen noch nicht gesichert erscheint. Um Ihnen einen Überblick zu geben, wie sich die Festigkeit des Betons im zwei- und dreiaxialen Spannungszustand verändern, zeige ich Ihnen noch zwei Diagramme (Bild 11). Dieses Diagramm habe ich in ähnlicher Form bereits in London gezeigt, ich kann es jedoch jetzt ergänzen durch einige Untersuchungen in dreiaxialen Spannungszustand. Auf der Abszisse sind verschiedene Verhältnisse der Normalspannung  $\sigma_y$  zu  $\sigma_x$  dargestellt. Die untere Kurve stellt die zweiachsigale Festigkeit für die verschiedenen Verhältnisse  $\sigma_y$  zu  $\sigma_x$  dar. Sie sehen, dass diese Festigkeit auf etwa 150 % der einachsialen Prismenfestigkeit ansteigen kann. Die mittlere Kurve gibt die gleiche Festigkeitsveränderung an, wenn eine dritte Spannung hinzugefügt wird, die  $\sigma_z = 0,016$  der jeweils vorhandenen grössten Druckspannung ist. Die Festigkeiten steigen dann bis auf etwa 165 % der einachsialen Prismenfestigkeit. Wird die dritte Spannung  $\sigma_z$  erhöht, ergibt sich sofort ein rapider Anstieg der Festigkeit. Die obere Kurve ist Grenzwert für eine dritte Spannung  $\sigma_z = 0,1$  der grössten vorhandenen Druckspannung. Diese Einflüsse werden im Bruch-sicherheitsnachweis durch den Faktor  $c$  berücksichtigt (Bild 12). Wird eine der drei Spannungen eine Zugspannung, tritt ein sehr schneller Abbau der Materialfestigkeit ein. Das ist physikalisch dadurch begründet, dass Druckkräfte in der spannungsfreien Richtung Dehnungen erzeugen, und der Materialbruch unter Druckspannungen immer durch ein Überschreiten der Bruchdehnung in der druckspannungsfreien Richtung eintritt. Wirkt nun in der gleichen Richtung eine Zugspannung, dann wirken die Dehnungen aus der Zugspannung und die Dehnungen aus den Druckspannungen der beiden anderen Richtungen additiv, und es muss zu einem verfrühten Bruch kommen. Ein Anhalt bietet Ihnen hierzu dieses Diagramm. Es wurde von uns ebenfalls in unserem Essener



Laboratorium mit einer eigens hierfür konstruierten Prüfmaschine aufgenommen. Diese Werte gelten für Beton bei Raumtemperatur. Zur Zeit werden von uns die gleichen Werte für eine auf  $+ 60^{\circ} \text{C}$  angehobene Temperatur festgestellt.

Der Vollständigkeit wegen muss noch etwas zur Spannung im Spannstahl gesagt werden. Unsere Auffassung hierzu weicht von den für den allgemeinen Ingenieurbau in Deutschland gültigen Normen DIN 4227 ab. Sie ist auch nicht identisch mit der in Frankreich üblichen Praxis. Am nächsten liegen wir noch zur englischen Arbeitsweise.

Ich darf vorausschicken, dass wir im Rahmen dieses Vertrages Vorschläge machen werden, die Spannung zu erhöhen gegenüber der DIN 4227.

Insbesondere für meine deutschen Zuhörer will ich schon hier einige Erläuterungen geben.

Im Druckbehälterbau gibt es sehr wichtige Voraussetzungen, die sich von denen des allgemeinen Ingenieurbauwes grundsätzlich unterscheiden.

1. Die Belastungen sind hier keine statischen, für alle möglichen Belastungsarten, stellvertretende Lasten, sondern sie sind eindeutig.

Soweit es den Druck angeht, sind die von den Regelorganen zulässigen Druckschwankungen bekannt.

Bezogen auf die Temperatur sind Veränderungen aus vorauszusetzenden Störfällen erfassbar.

2. Auf Reaktorlebenszeit treten nur sehr geringe periodische Spannungsschwankungen auf. Volle Lastzyklen sind in ihrer Anzahl sehr gering. Festigkeitsminderungen infolge Ermüdung sind daher ausgeschlossen

3. Die zur Verwendung kommenden Spannstähle besitzen von vornherein eine geringe und vor allen Dingen definierte Relaxation.

Unseren Vorschlag zur Festlegung der Spannstahlspannung will ich an Hand eines Diagrammes erläutern.

(Bild 13).

Ausgehend von nominellen Betriebsdruck ' $p_0$ ' ist zunächst der Berechnungsdruck ' $p_B$ ' definiert. Er ergibt sich aus 5 % Zuschlag für Trägheit der Regelorgane und 5 % Zuschlag für operativ bedingte Druckschwankungen und ist also

$$p_B = 1,05 \times 1,05 \cdot p_0 = 1,1 \cdot p_0$$

Wenn man die Vorspannung so wählt, dass das Entwurfskriterium 'Rissdruck' das 1,3-fache des Berechnungsdruckes, also ' $1,43 \times p_0$ ' beträgt, dann kann man die Spannung im Spannstahl für den Zeitpunkt  $t = 0$  zu

$$\sigma_{v,t=0} = 0,75 \times \sigma_{Br}$$

legen.

Durch Schwinden, Kriechen und Relaxation stellt sich dann eine Dauerspannung von

$$\sigma_{v,t=\infty} = 0,65 \times \sigma_{Br}$$

ein.

Und es wird damit für den Störfall Risslast die Spannung im Stahl:

$$\sigma_{v,t=\infty}^R = 1,30 \times 0,65 \cdot \sigma_{Bruch} = 0,85 \times \sigma_{Bruch}$$

Nun ist aber z.B. bei einem Spannstahl St. 145/160 die Streckgrenze

$$\sigma_{0,2} = 0,9 \times \sigma_{Bruch}$$

womit bewiesen ist, dass bei einer Anfangsspannung von 75 % der Bruchfestigkeit bei Eintreten des seltenen Störfalles 'Risslast' der Stahl im elastischen Bereich bleibt und Risse im Beton wieder verschliesst.

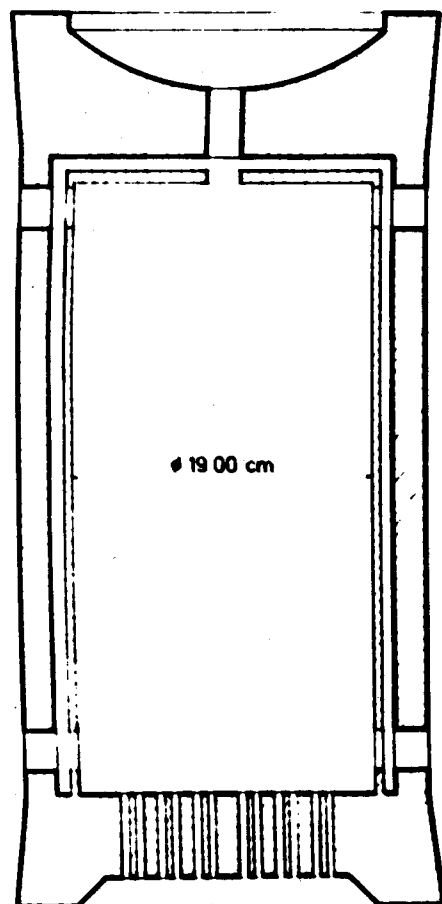
Auch über den hypothetischen Bruchsicherheitswert muss noch gesprochen werden. Das kann aber nicht im Rahmen dieses Kurzvortrages geschehen. Auch hier gibt es sehr verschiedene Auffassungen.

Ich meine, hier sei eine Aufgabe für die Europäische Atomgemeinschaft, der sie sich annehmen sollte.

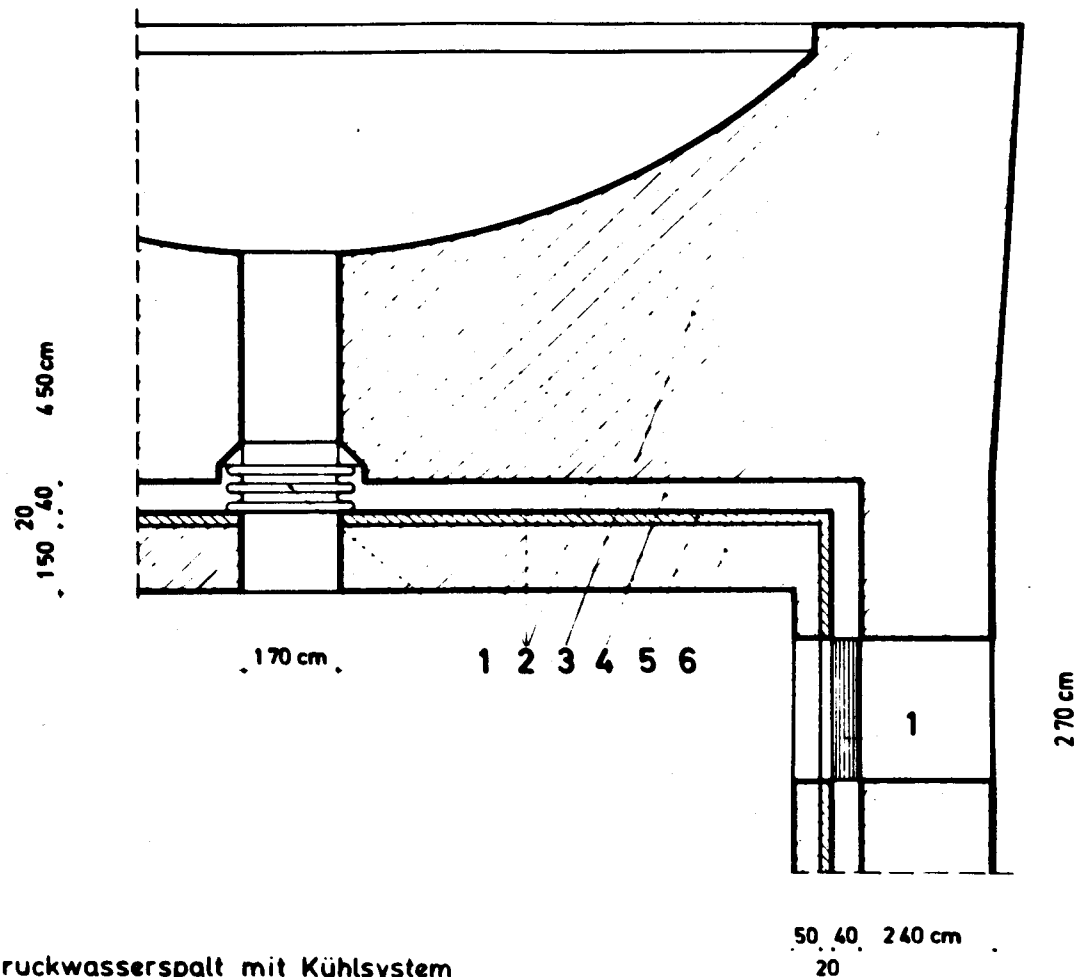
Voraussetzungen für eine hohe Ausnutzung, insbesondere des Spannstahles, ist selbstverständlich eine laufende Überwachung der Spannstahlherstellung, eine laufende Gütekontrolle im Herstellerwerk, ein sorgfältiger Transport von Draht oder Kabel, eine sorgfältige Behandlung auf der Baustelle, insbesondere Schutz vor mechanischer Beschädigung, ein guter, dauerhafter Korrosionsschutz und vor allen Dingen Verwendung erprobter Verankerungsverfahren.

Wir glauben mit dieser Behälterkonstruktion nicht nur für derzeit bekannte Reaktortypen eine gute und wirtschaftlichere Konstruktion bieten zu können, sondern sind darüber hinaus davon überzeugt, dass der Bau von Spannbeton-Druckbehältern für kommende Reaktorfamilien sehr gefördert und stark erleichtert wird. Der Fortfall jedes Temperaturgradienten ermöglicht es, Betonabmessungen und den Spannstahlverbrauch entscheidend zu verringern. Der Aufbau des inneren Serpentinbetonschildes lässt es zu, auf das sonst übliche thermische Schild verzichten zu können. Genaue Berechnungsmethoden, vertiefte Kenntnis über Materialanstrengungsbereitschaft im ebenen und räumlichen Spannungszustand wirken im Zusammenhang mit den sehr genau definierten Belastungen und den verstärkten und besonderen Materialkontrollen in der nuklearen Bautechnik durch

Verringerung der Bruchsicherheitswerte kostenmindernd. In unserem Schlussbericht werden wir auch über anzusetzende Bruchsicherheitswerte Empfehlungen bringen. Alle theoretischen und Entwurfsarbeiten für diesen Behältertyp sind abgeschlossen. Zur Zeit wird auf unserem Gelände in Essen ein Prototyp dieses Behälters getestet. Die Testaufgaben erstrecken sich auf Wärmeverteilung, Verformungen infolge von Druck und Temperatur, Feststellung der integralen Elastizitätsgrenze der gesamten Behälterkonstruktion, Feststellung der Risslast durch Einbau von einigen hundert Rissdetektoren. Wir möchten auch versuchen, das plastische Verhalten des Betons durch eine Druckkonstanthaltung über eine längere Zeit zu untersuchen. Das geht natürlich nur, wenn uns der Rahmen des Vertrages hierzu die Möglichkeit lässt. Im Vertrag ist vorgesehen, zum Abschluss einen Bruchtest zu machen. Wir werden das wohl auch tun, obwohl ich der Meinung bin, dass es ganz gut ist, zu wissen, wo der Druck gegen Bruch liegt; <sup>dann</sup> ist jedoch eine Aussagefähigkeit gegenüber den Rechenergebnissen nicht vorhanden, weil nach dem Eintreten von genügend Rissen im System ein Tragesystem entsteht, das überhaupt nicht mehr gerechnet werden kann. Viel wichtiger sind dagegen als ausgesprochene Entwurfskriterien die Lastzustände, bei denen Risse eintreten und die integrale Elastizität des Behälters erreicht ist. Wir haben einen kleinen Film vorbereitet, der Ihnen einige Details aus dem Bau des Prototyps zeigt. Er enthält noch nicht das Teststadium, weil dieses Stadium noch läuft.



- 1 Kompensator
- 2 Stahl liner
- 3 Spannbeton



- 4 Druckwasserspalt mit Kühlsystem
- 5 Isolierung
- 6 schlaff bewehrter Spezialbeton

Bild 1	Behältergeometrie	Euratom - Vertrag Nr 048 - 64 - 4 TEGD	 FRIED KRUPP UNIVERSALBAU
-----------	-------------------	---	---

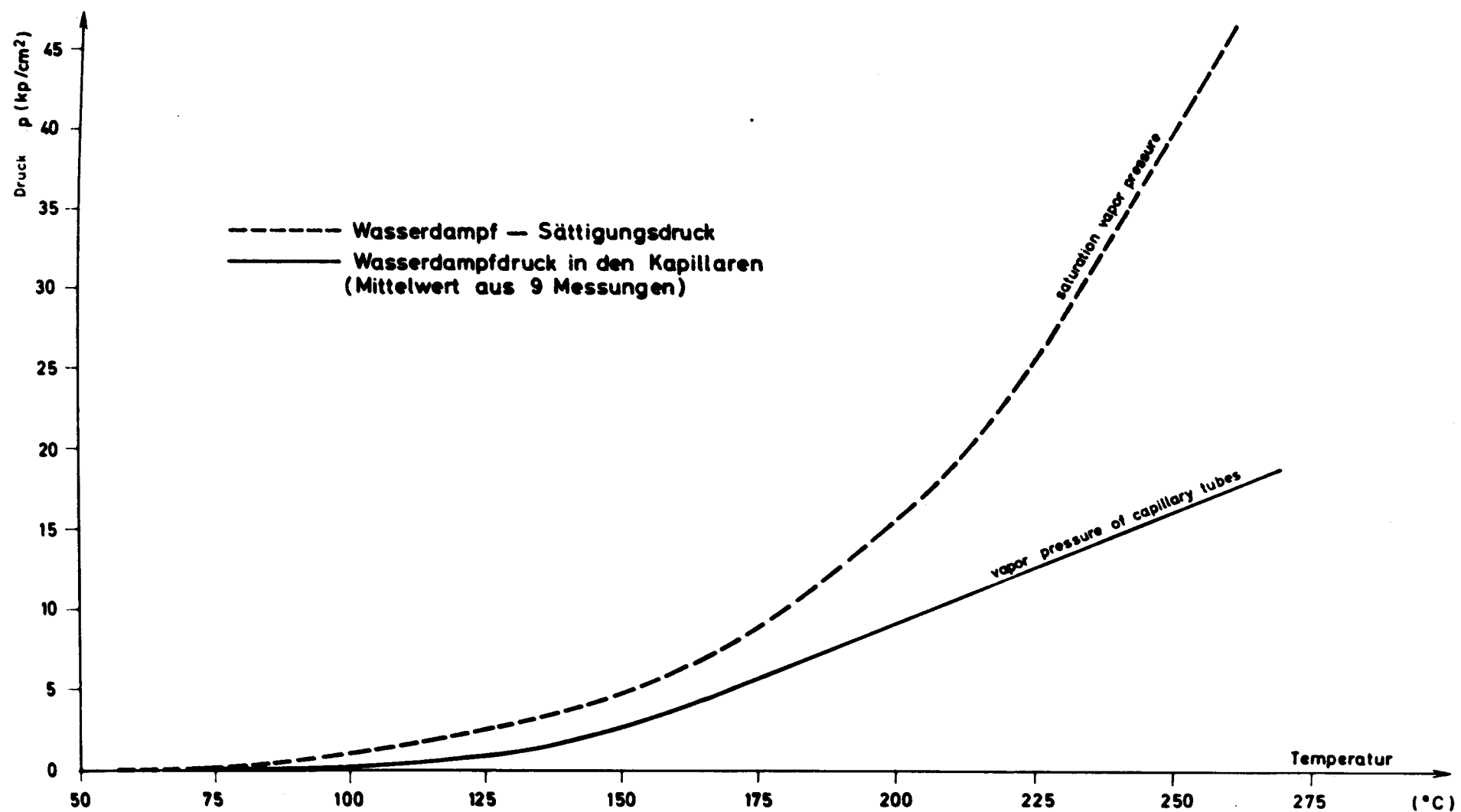



Bild 2	Dampfdruck in Kapillaren Vapor pressure of capillary tubes	Euratom-Vertrag Nr. 048-64-4 TEGD	 FRIED KRUPP UNIVERSALBAU
-----------	---	--------------------------------------	---

# Wasserhaushalt des Anmachwassers von Beton beim Evakuieren

B 300. Zementgehalt : PZ 375 300 kg/m<sup>3</sup>

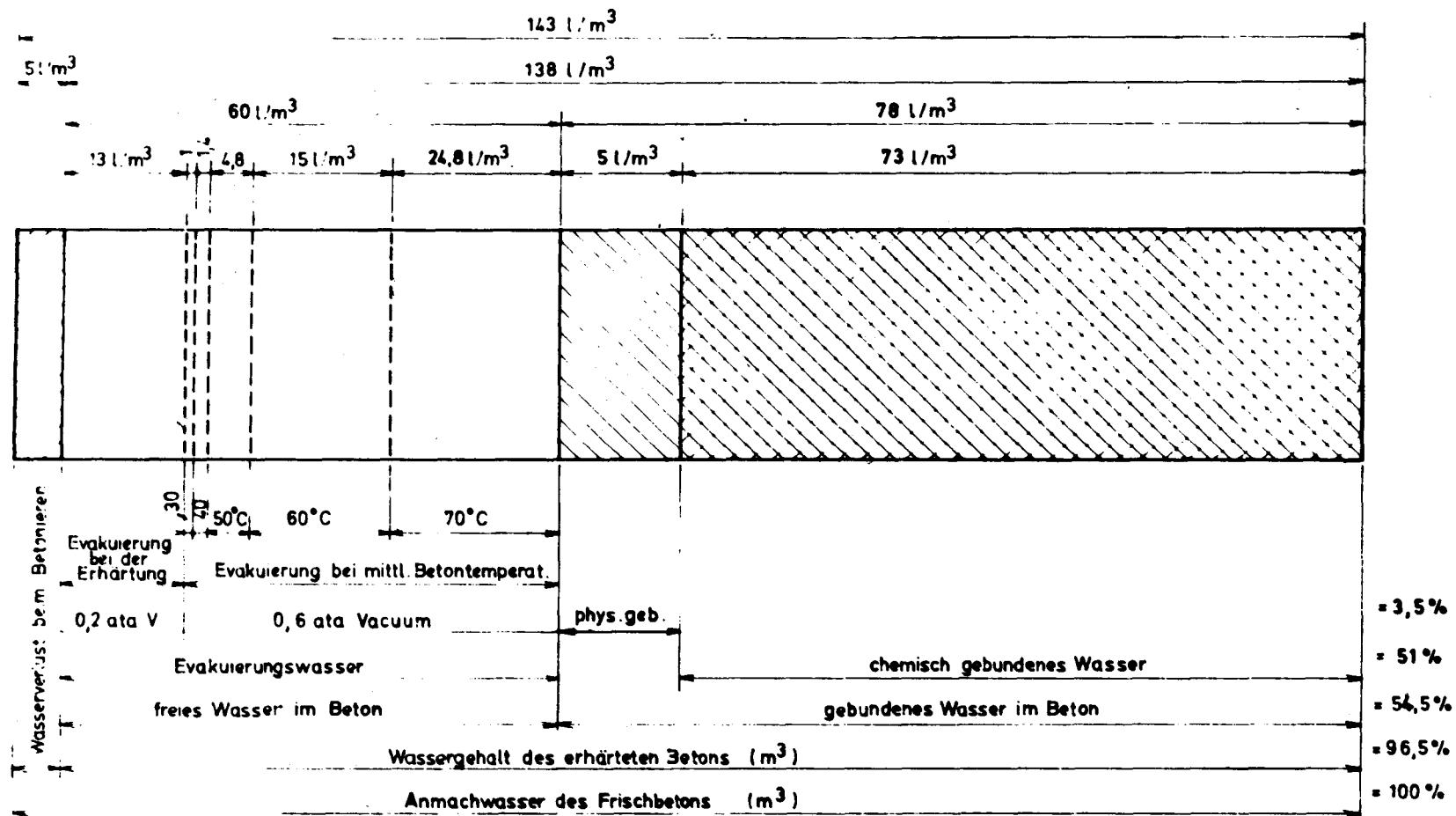



Bild 3	Wasserhaushalt bei evakuiertem Beton Waterbalance of evacuated concrete	Euratom-Vertrag Nr. 048-64-4 TEGD	 FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU
-----------	--	--------------------------------------	--

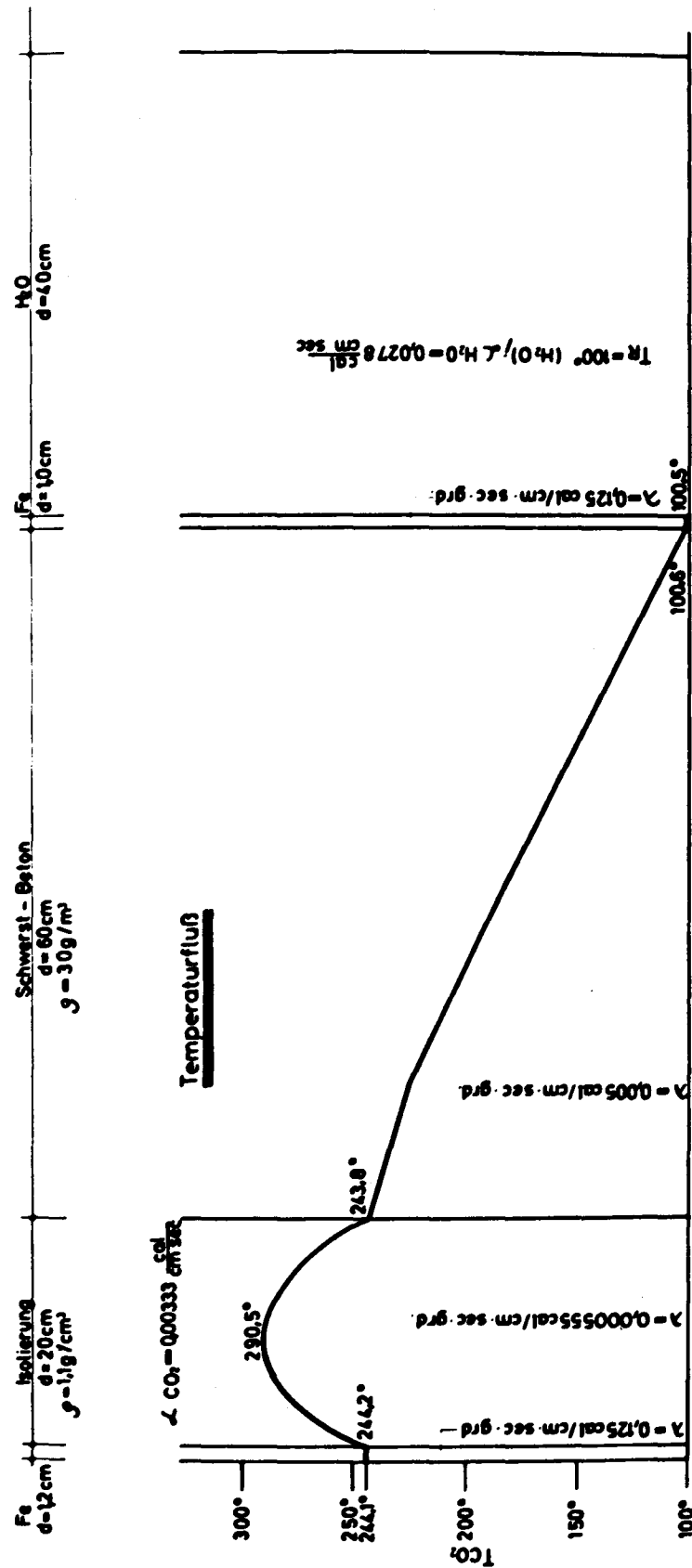
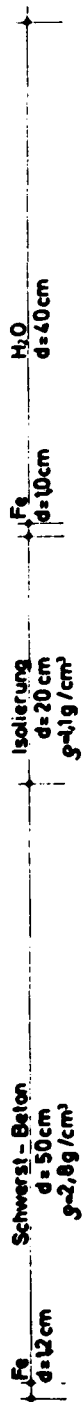
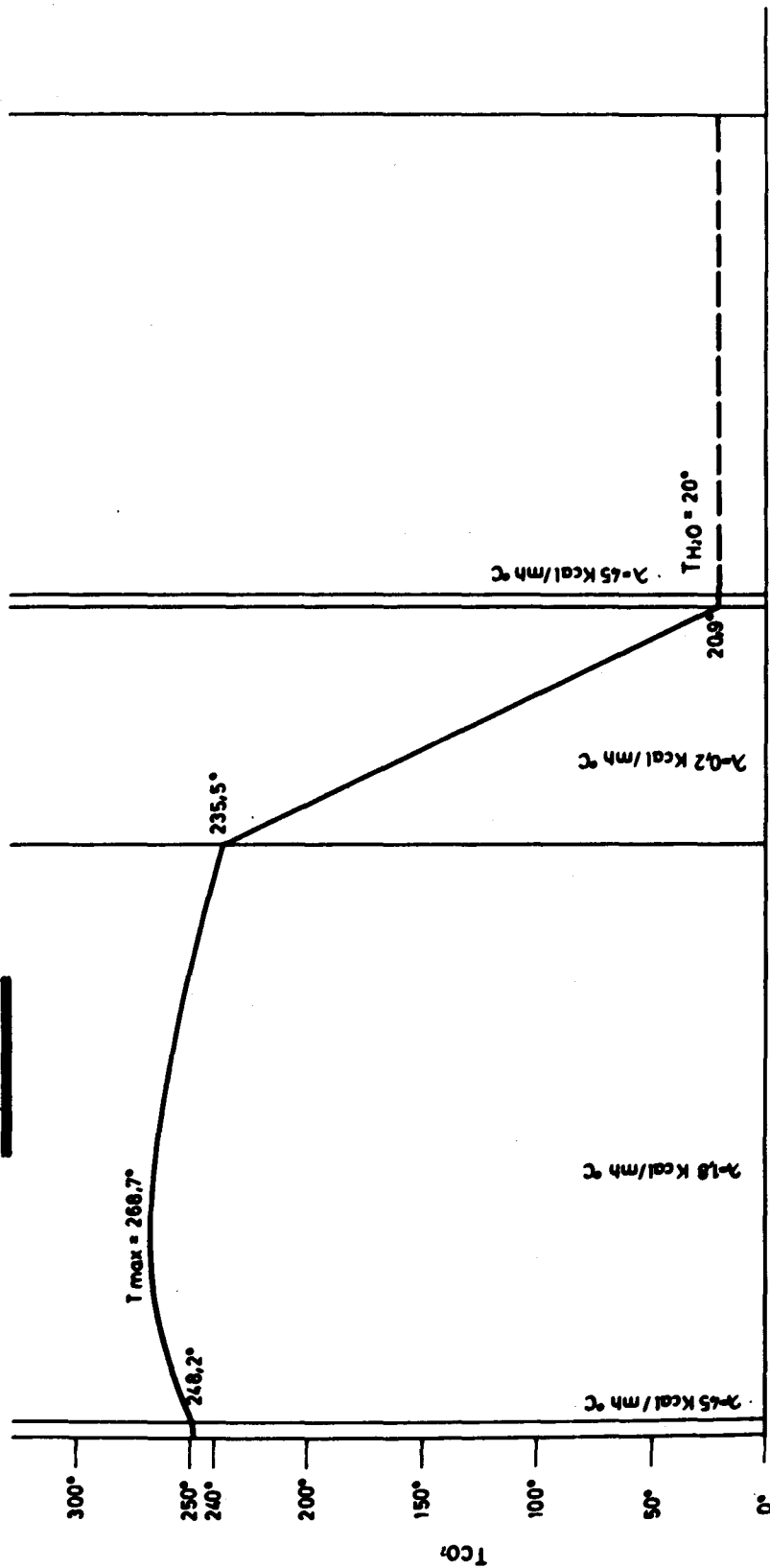


Bild 4	Temperaturverteilung bei innerer Jochierung Distribution of temperature with internal insulation	Europen-Vorlag Nr. 048-04-4 TEGD	 FRIED. KRUPP UNIVERSAL BAU
-----------	---	-------------------------------------	--------------------------------





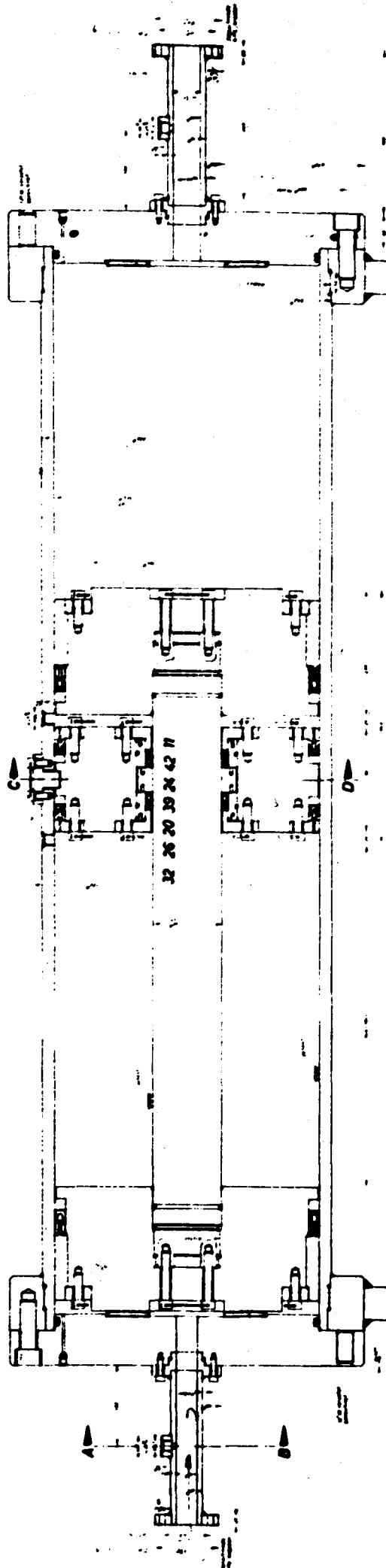
**Temperaturfluß**



$q_{\text{CO}_2} = 120 \text{ Kcal/m}^2\text{h}$      $q_{\text{H}_2\text{O}} = 216 \text{ Kcal/m}^2\text{h}$   
 $\lambda_{\text{CO}_2} = 120 \text{ Kcal/m}^2\text{h } ^{\circ}\text{C}$      $\lambda_{\text{H}_2\text{O}} = 250 \text{ Kcal/m}^2\text{h } ^{\circ}\text{C}$

Bild 8	Temperaturverteilung bei äußerer Isolierung Distribution of temperature with external insulation	Eurotom - Verborg Nr. 048 - 84 - 4 TEOO	FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU
-----------	---	--	---------------------------

17 3 8 30 34 36 7 34 5 33 21 43 22 8 38 1 2 9 34 26 12 23 41 25 32 32 10 35 5 40 6 29 27 28 37 15 30 28 4 16



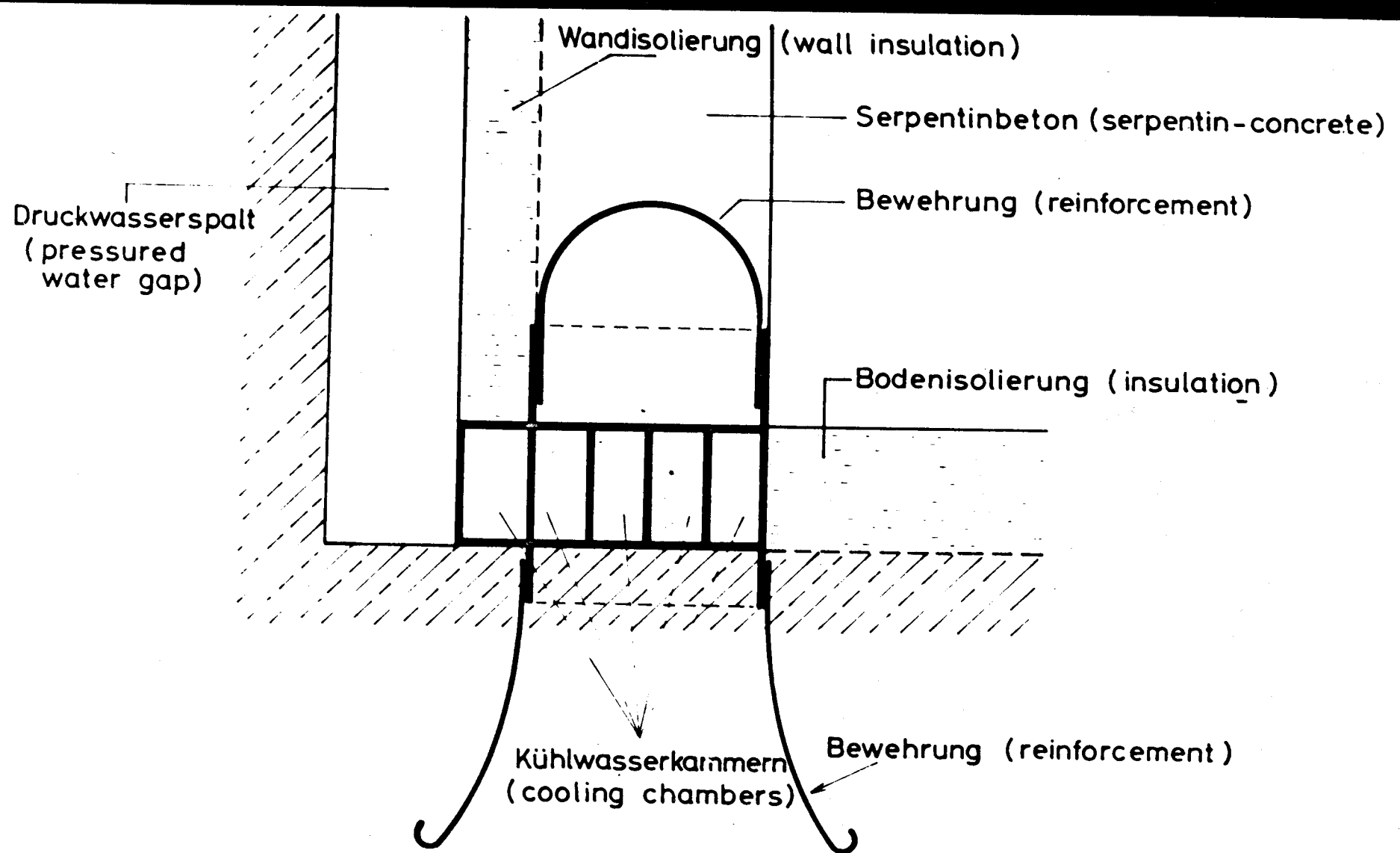

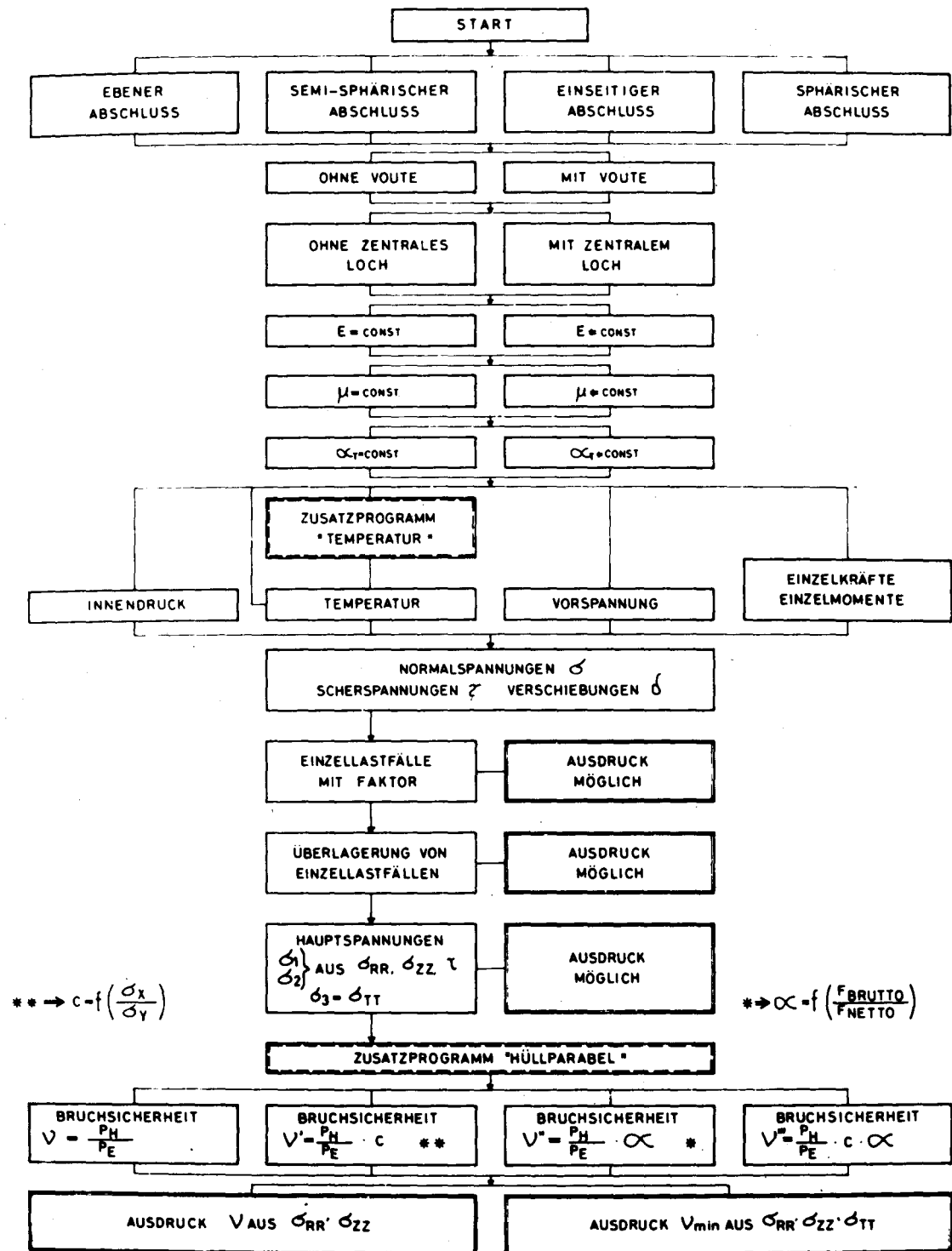


Bild 7	Biegesteifer Anschluss Rigid joint	Euratom-Vertrag Nr. 048-64-4 TEGD	 FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU
-----------	---------------------------------------	--------------------------------------	--



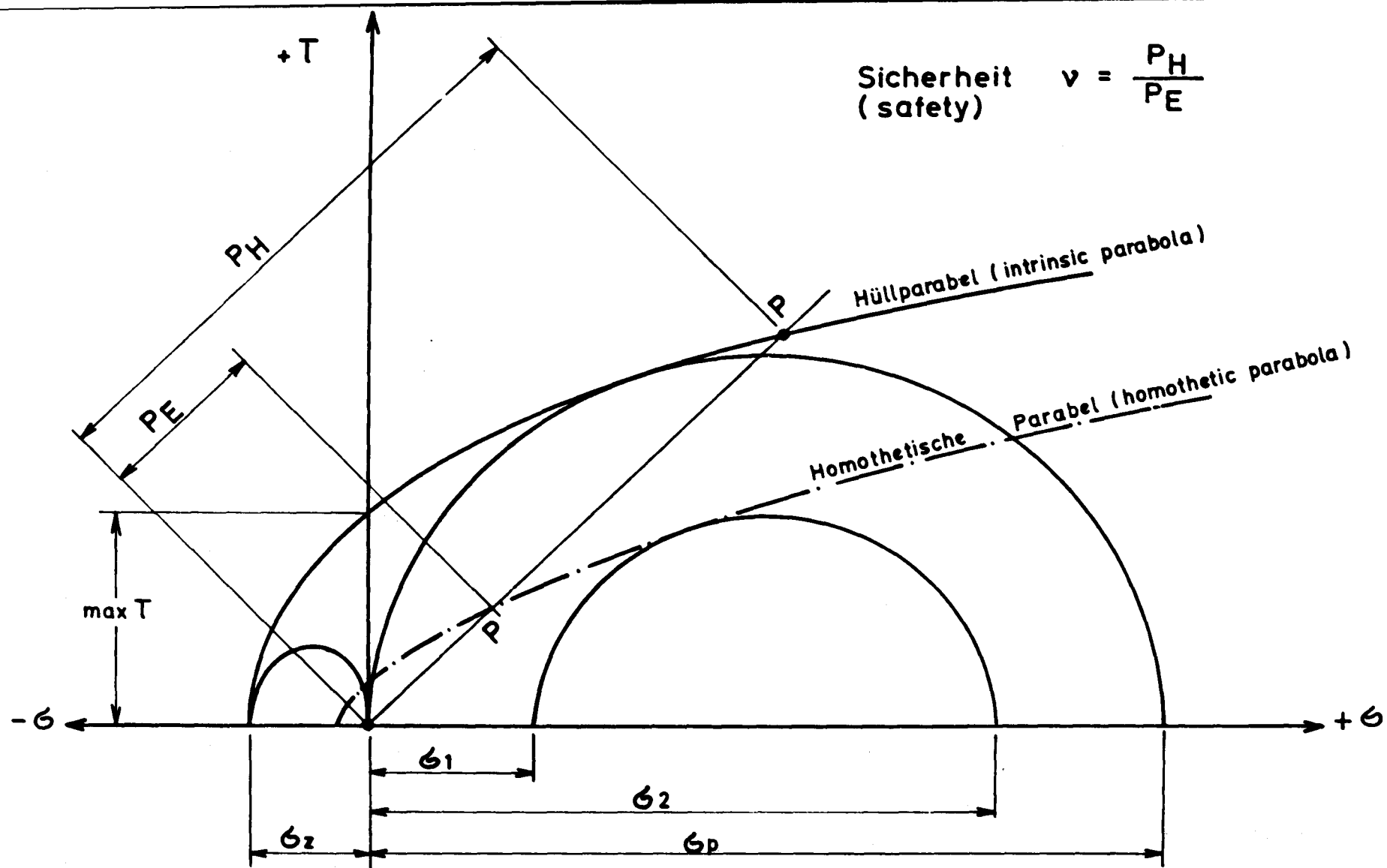



Bild 9	Definition der Sicherheit Defination of safety	Euratom-Vertrag Nr. 048-64-4 TEGD	 FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU
-----------	---	--------------------------------------	--

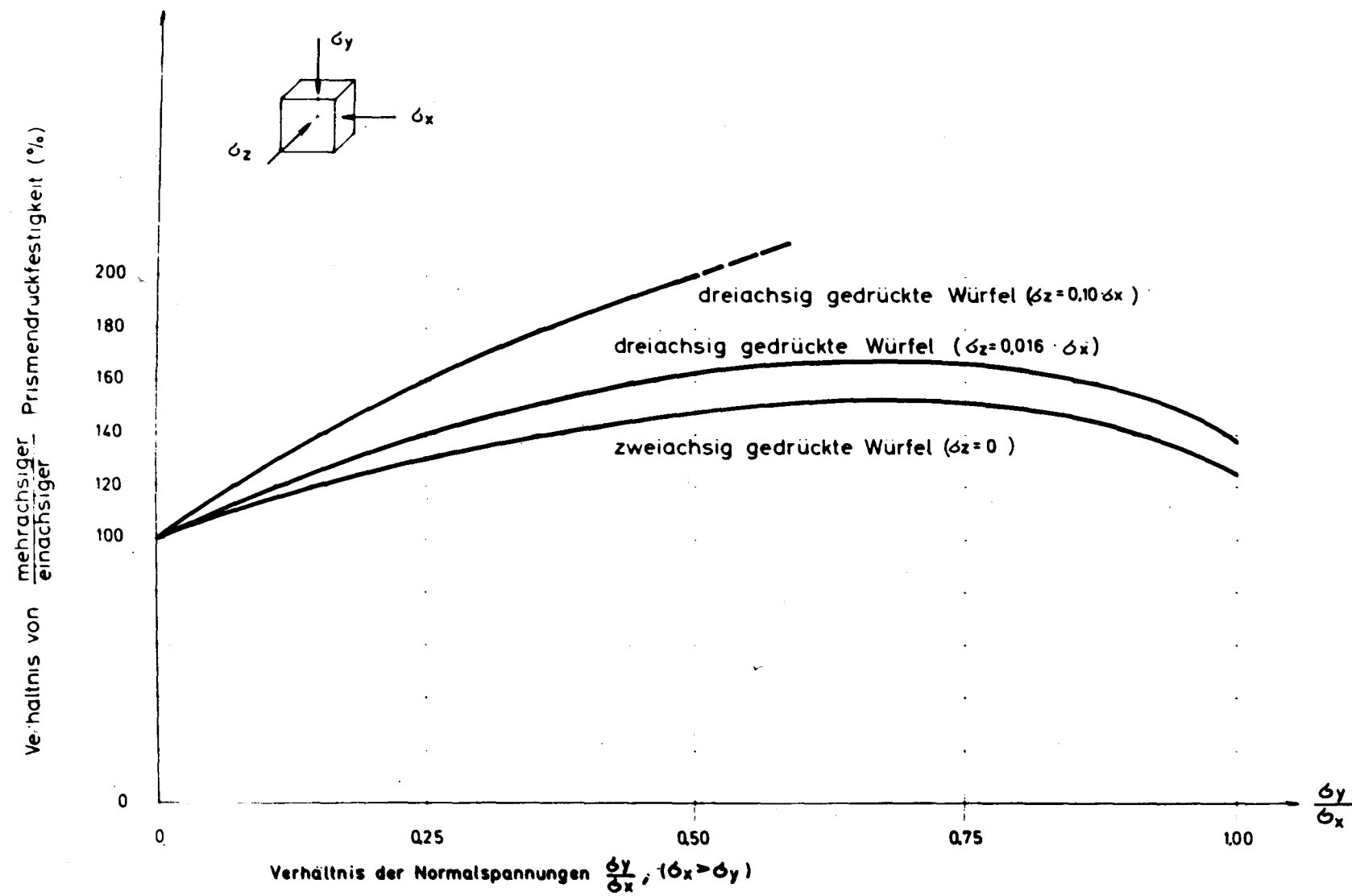



Bild 10	Zwei- u. dreidimensionale Betondeckigkeit Two - three dimensional concrete strength	Euratom-Vertrag Nr. 048-64-4 TEGD	 FRIED KRUPP UNIVERSALBAU
------------	--	--------------------------------------	---

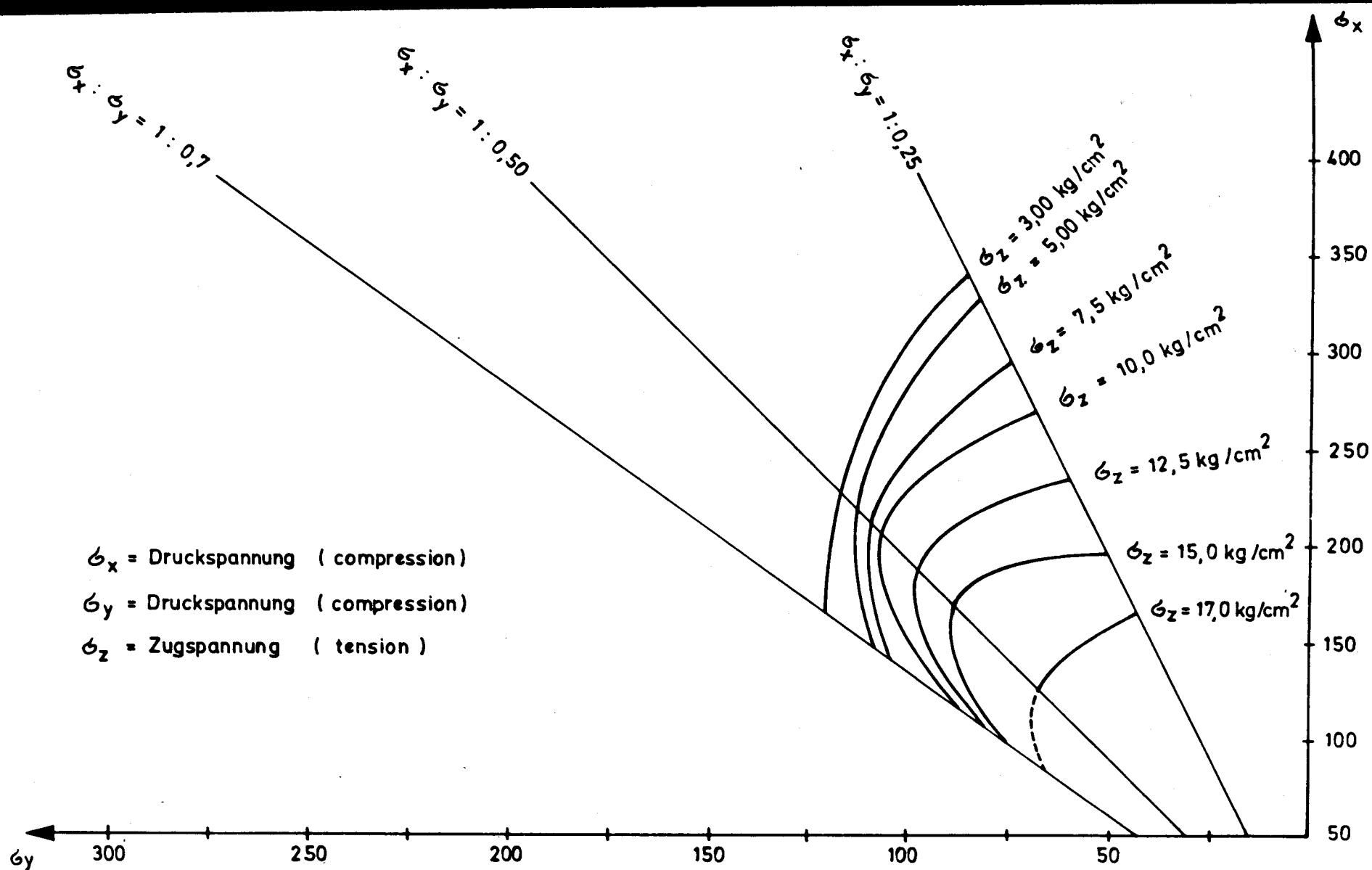
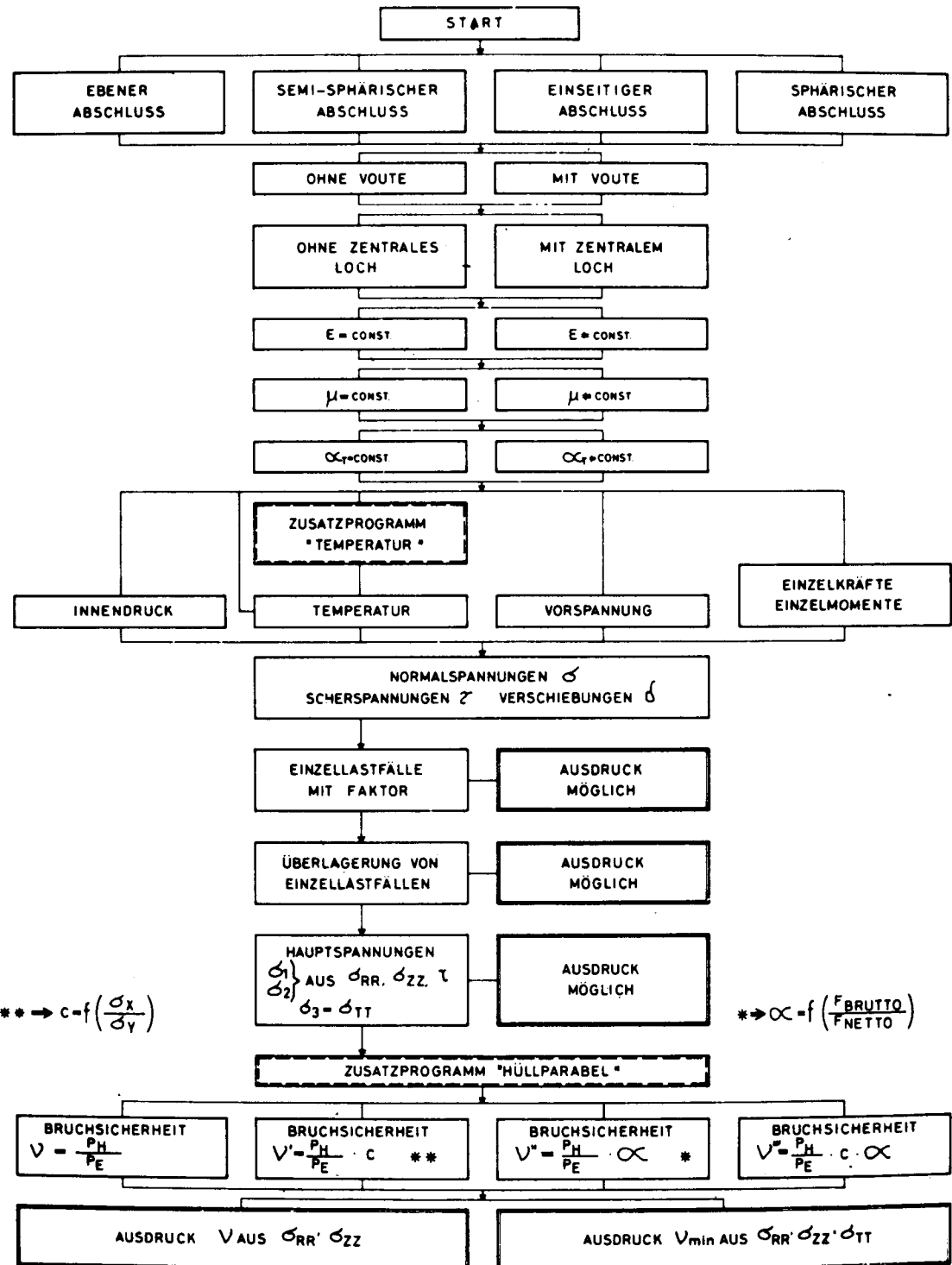


Bild  
11

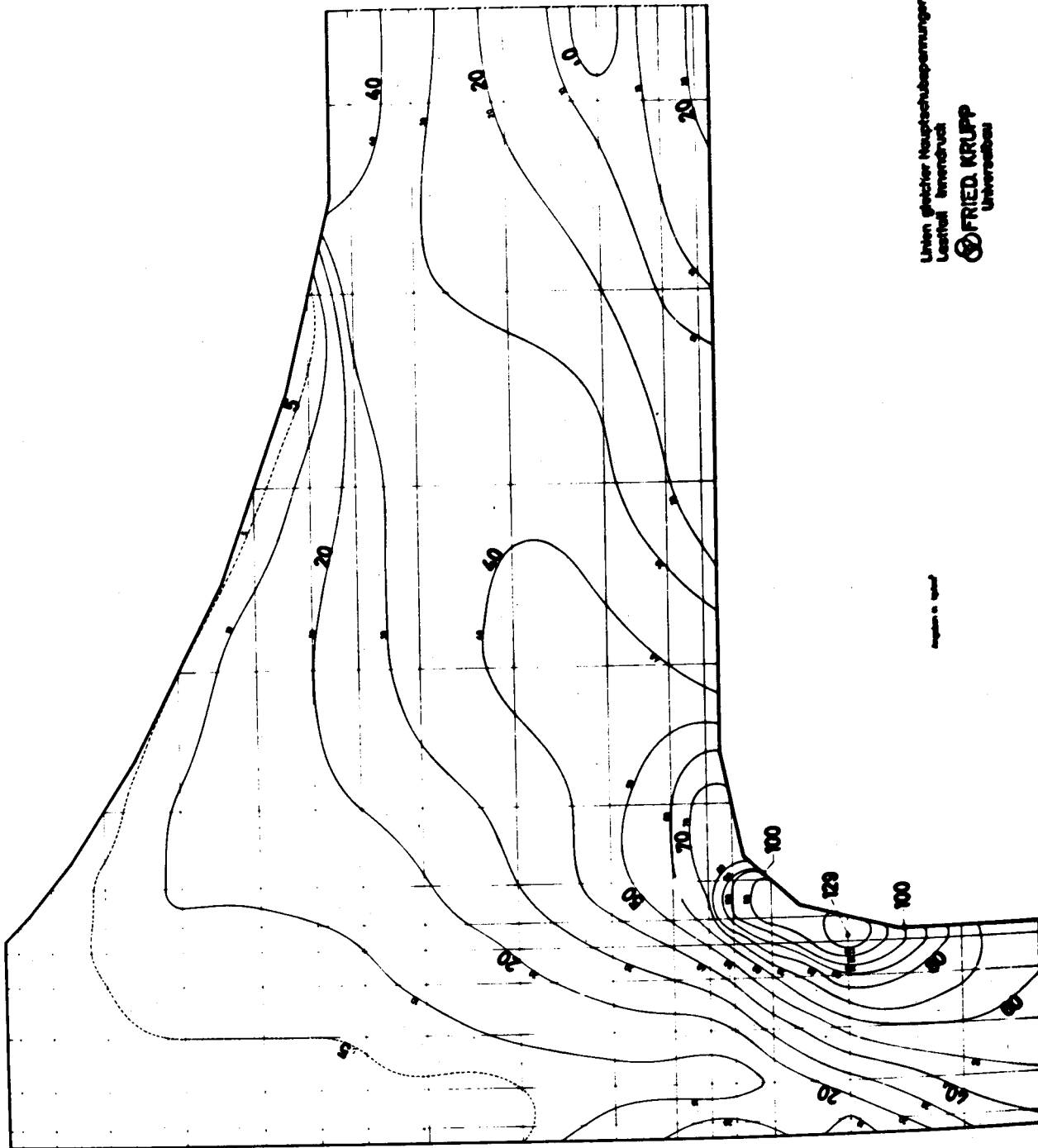
Dreidimensionale Betonfestigkeit  
Three-dimensional strength of concrete

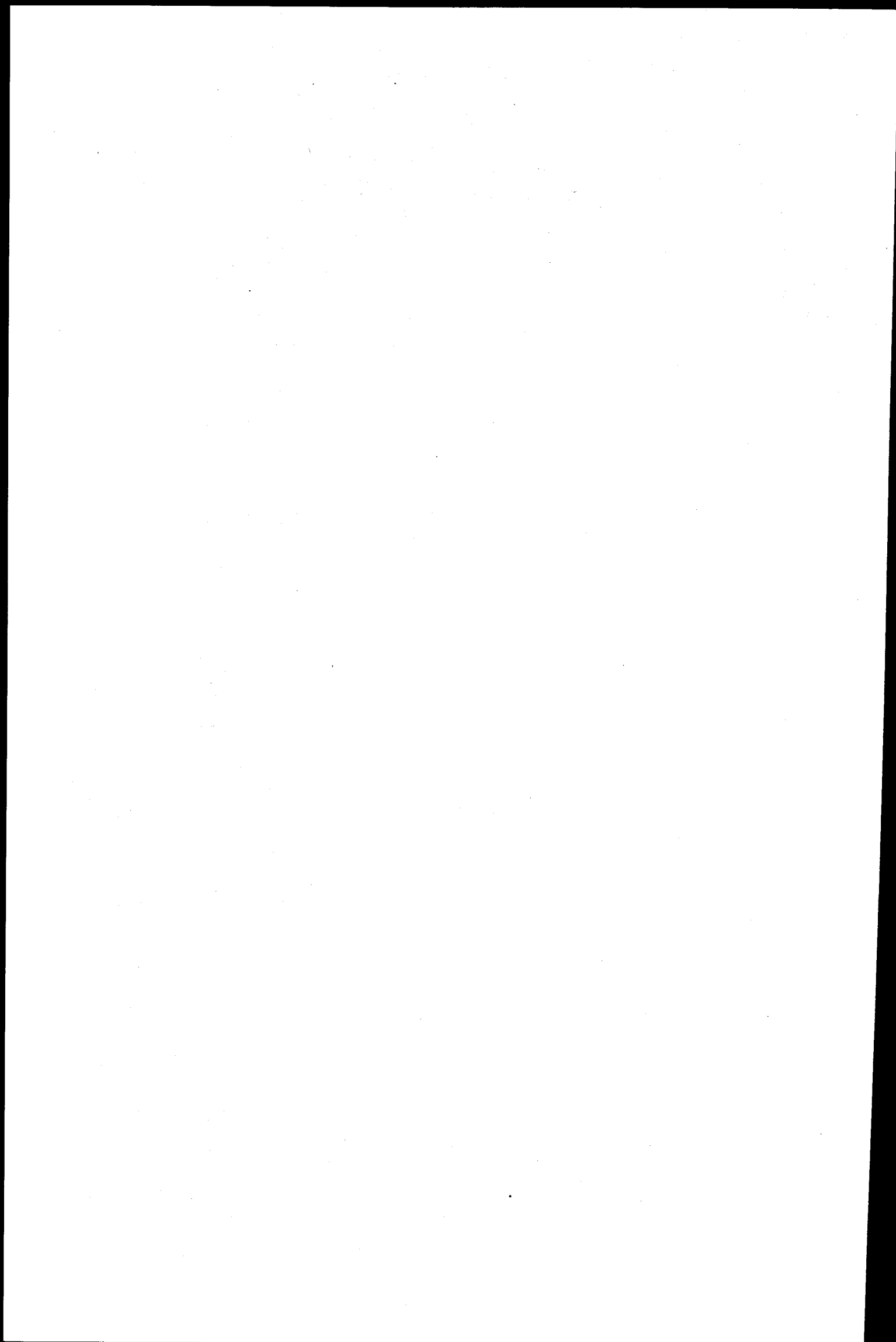
Euratom - Vertrag  
Nr. 048-64-4 TEGD

  
FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU









## Spannungsanalyse und Bruchsicherheitsermittlung des Druckbehälters

Referent: H.P. Schrage

### A. Aufgabenstellung

Der Ihnen im vorigen Vortrag vorgestellte mehrlagige Spannbeton-Druckbehälter besitzt mit

2,40 m Zylinderwandstärke  
21,0 m Innendurchmesser      und  
40,0 m Zylinderlänge

einen verhältnismässig langen Mittelbereich mit den Eigenschaften des unendlich langen Zylinders. Während dieses Mittelstück also etwa nach der Schalentheorie als dünner Zylinder hätte untersucht werden können, fehlte es für die Spannungsanalyse der "Dicken" Abschlussplatte ( $d = 6,00$  m) sowie des Zylinderschalensandes an einer geeigneten Methode.

Im Vertrag zwischen Euratom und Fried. Krupp Universalbau war daher vorgesehen, ein elektronisches Programm zur Spannungsanalyse rotationssymmetrischer, zylindrischer, dickwandiger Behälter aufzustellen, bei der Behälterentwicklung anzuwenden und anhand der Testergebnisse eines zu bauenden 1 : 5-Betonmodells nachzuprüfen.

Entwurf, Konstruktion und Bau eines Spannbeton-Reaktor-Druckbehälters stehen unter folgenden Randbedingungen:

1. Die Nutzlasten sind sehr genau bekannt - im Gegensatz zu der Mehrzahl üblicher Baukonstruktion, bei denen der Verkehrslastannahme häufig ein eher statischer Charakter zukommt.

2. Die baustofftechnologischen Untersuchungen und Kenntnisse sind umfassend und erfassen zum Teil Neuland. So z. B. Kenntnisse über die Anstrengungsbereitschaft des Betons im mehrachsigen Spannungsfeld und über das Langzeitverhalten von Beton und Spannstahl.
3. Eine scharfe Bauüberwachung garantiert eine geringere Streuung in der Güte der Baustoffe, als bei üblichen Bauvorhaben erwartet wird.

Diese Bedingungen rechtfertigen und bezwecken eine wirtschaftliche Behälterkonstruktion durch die Festsetzung verhältnismässig niedriger Bruchsisicherheitswerte. Jedoch muss gefordert werden, dass nach einer zuverlässigen Methode sorgfältige und genaue Untersuchungen über das Festigkeits- und Verformungsverhalten eines derartigen Behälters angestellt werden und so Klarheit über die Sicherheit der Gesamtkonstruktion gewonnen werden kann.

#### B. Erläuterung des für das elektronische Programm verwendeten mathematischen Verfahrens

Verwendet wird das Verfahren der "dynamischen Relaxation", welches ursprünglich von HANSEN [1] für Gezeitenberechnungen aufgestellt und später von OTTER [2] und DAY [3] für die Berechnung rotationssymmetrischer Behälter weiterentwickelt wurde.

Man teilt durch ein rechtwinkliges Netz den erzeugenden Behälterquerschnitt in eine Vielzahl aneinandergelagerter Volumenelemente. Für jedes Volumenelement steht ein System partieller Differentialgleichungen 1. Ordnung zur Verfügung, und zwar:

4 Differentialgleichungen 1. Ordnung für  
die Spannungen  $\sigma_R, \sigma_T, \sigma_Z, \tau$

2 Differentialgleichungen 1. Ordnung für  
die Verschiebungen horizontal, vertikal,

also wegen Rotationssymmetrie nur 6 Differential-  
gleichungen.

Diese Differentialgleichungen werden in Differenzen-  
gleichungen umgeformt. Die so erhaltenen Differenzen-  
gleichungen werden formal nach der Zeit differenziert.  
An die so entstandenen zwei Gleichungen für die "Ver-  
schiebungsgeschwindigkeiten" wird ein Dämpfungsglied  
angehängt. Das Dämpfungsglied wird so ermittelt, dass  
die Verschiebungsgeschwindigkeiten gegen den Wert Null  
konvergieren. Haben die Verschiebungsgeschwindigkeiten  
nach einer entsprechenden Zahl von Zeitintervallen  
(bzw. Iterationen) den Wert 0 angenommen, so sind das  
Spannungs- und Verschiebungsfeld stationär.

Die notwendigen Ausgangs- und Randbedingungen lassen  
sich aus Symmetrie- und Gleichgewichtsforderungen her-  
leiten und in Spannungen bzw. Verschiebungen leicht  
formulieren, z. B. muss sein:

die Radialspannung am Zylinder-Innenrand  
= 0 bzw. = dem Innendruck

die Schubspannung an allen Querschnitts-  
rändern  
= 0

die Vertikalverschiebung auf dem Behälterauflager  
= 0

die Horizontalverschiebung aller Punkte auf  
der Rotationsachse des Behälters  
= 0

usw.

### C. Anforderungen an das Programm und Programmentwicklung

Es wurde festgelegt, das Programm in zwei Phasen zu entwickeln, und zwar zunächst ein Rumpfprogramm, um die Eignung des Verfahrens zu erproben. In der zweiten Phase sollte dann der gesamte Programmkomplex "Spannungsanalyse" entwickelt werden.

Nach Beendigung der ersten Phase wurden folgende Forderungen aufgestellt:

1. Folgende Geometrien sollen beherrscht werden:

ebene und polygonartig gekrümmte Zylinderabschlüsse mit und ohne Voute, mit und ohne ein zentrales Loch in Plattenmitte. Die Schrittweiten im Rechnernetz sollen variabel sein.

2. Es soll möglich sein, die Materialeigenschaften untereinander unabhängig von Flächenelement zu Flächenelement zu variieren, also die Werte für  
den Elastizitätsmodul  $E$   
die Querkontraktionszahl  $\nu$   
die lineare Wärmedehnung  $\alpha_t$ .

3. Folgende Belastungsarten müssen möglich sein:

Innen- oder Aussendruck, Temperaturdifferenz, beliebige Kräfte oder Pressungen im Querschnittsinneren oder auf dem Querschnittsrand sowie jede beliebige Kombination der genannten Lastarten.

4. Folgende Berechnungen müssen möglich sein:

Normalspannungen, Scherspannungen, Verschiebungen, Hauptspannungen, Bruchsicherheiten - diese auch

unter Berücksichtigung der Anstrengungsbereitschaft des Betons im mehrachsialen Spannungsfeld.

Unter Erfüllung dieser Forderungen wurde das Programm für eine Rechenanlage IBM 360-40 unter Ausnutzung des verfügbaren Speicherplatzes entwickelt. Es können Rechenetze mit bis zu 800 Maschen berechnet werden. Hierbei beträgt die Laufzeit bei z. B. 1200 Iterationen etwa 30 Minuten.

Zur Zeit der Abfassung diese Vortrages wurde eine grössere Rechenanlage des Typs IBM 360-65 installiert. Es ist vorgesehen, das Programm unter Vergrösserung der Speicherbereiche auf die grössere Anlage umzustellen und ausserdem einen Plotter als periphere Anlage anzuschliessen, um Verformungsbilder und Bruchsicherheitsflächen routinemässig und in optisch einprägsamer Form anzufertigen.

#### D. Ergebnisse der Spannungsanalyse für den Behälter

In den nun folgenden Dias sind als Beispiel für eine Spannungsanalyse folgende, für die obere Hälfte des bei uns gebauten 1 : 5-Betonmodells berechnete Werte aufgetragen:

- |             |  |                                |  |
|-------------|--|--------------------------------|--|
| (Dia-Nr. 1) | $\sigma_{RR}$ aus Innendruck             | } als Linien gleicher Spannung |  |
| (Dia-Nr. 2) | $\sigma_{TT}$ aus Innendruck             |                                |  |
| (Dia-Nr. 3) | $\sigma_{ZZ}$ aus Innendruck             |                                |  |
| (Dia-Nr. 4) | $\tau_{RZ}$ aus Innendruck               |                                |  |
| (Dia-Nr. 5) | Behälterverformungen im Lastfall Betrieb |                                |  |
| (Dia-Nr. 6) | Bruchsicherheiten im Lastfall Betrieb    |                                |  |

E. Kontrolluntersuchungen zu den Ergebnissen aus dem elektronischen Programm

Eine grundlegende Kontrolle des mathematischen Verfahrens wurde bei OTTER [2] angegeben. Hierauf soll hier nicht weiter eingegangen werden.

An Kontrollen wurden von uns durchgeführt:

1. Gleichgewichtskontrollen,

und zwar sowohl in Schnitten durch die Gesamtkonstruktion, beispielweise  $\sum V = 0$  in Horizontalschnitten durch den Zylinder, als auch an durch das Rechnernetz berandeten Volumenelementen.

Diese Gleichgewichtskontrollen sind ausserdem beim laufenden Gebrauch hilfreich bei der Bestimmung des Iterationszustandes, d.h. bei der Entscheidung, ob für einen Lastfall ein hinreichend stationäres Spannungsfeld erreicht worden ist.

2. Vergleiche mit Spannungsoptischen Ergebnissen

Zur Kontrolle der rechnerischen Ergebnisse nach dem elektronischen Programm war im Vertrag zwischen Euratom und Fried. Krupp Universalbau die spannungsoptische Untersuchung eines Kleinmodells des Behälters vorgesehen. Die Ergebnisse für Lastfall Innendruck sind auf dem nächsten Dia (Dia Nr. 7) in Form von Isochromaten aufgetragen. Zum Vergleich folgen dem nächsten Dia (Dia Nr. 8) die zugeordneten rechnerischen Ergebnisse in der Form von Linien gleicher maximaler Schubspannung. Die Übereinstimmung ist bei genauer Auswertung hervorragend.

Als weitere Kontrolle wurde von uns ein für einen anderen Auftrag untersuchtes spannungsoptisches



Modell mit dem elektronischen Programm im Originalmassstab des Modells und mit den Materialwerten von Araldit B (so z.B.  $\nu = 0,45$  !!) nachgerechnet. Auch hier wurde gute Übereinstimmung gefunden.

### 3. Kontrolle durch das 1 : 5-Betonmodell

Das im Rahmen dieses Vertrages gebaute 1 : 5-Betonmodell soll u.a. dem Zweck dienen, die Richtigkeit der elektronischen Spannungsanalyse nachzuweisen. Zum Zeitpunkt der Niederschrift dieses Beitrages war das Testprogramm jedoch noch nicht abgelaufen, es kann daher zu den Ergebnissen heute noch nichts Abschliessendes gesagt werden.

### 4. Vergleich mit anderen rechnerischen Spannungsanalysen

Wir hatten in jüngster Zeit auch Gelegenheit, Behälterberechnungen nachzurechnen, welche mit auf anderen mathematischen Methoden aufbauenden Programmen (z.B. Differenzengleichungen, Finite-Element-Methode) aufgestellt worden waren. Auch diese Vergleiche zeigten zuverlässige Übereinstimmung der Ergebnisse.

## F. Leistungsfähigkeit und Grenzen des entwickelten elektronischen Programms

Die Leistungsfähigkeit - das sind die Arbeitsmöglichkeiten des Programms - ist nochmals im nächsten Dia (Dia Nr. 9) zu sehen. Gleichzeitig seien die Grenzen dieser Berechnungsmethode jedoch nicht verschwiegen:

1. Das Programm zwingt zur Annahme einer Rotations-symmetrie. Diese ist ohne Zweifel nicht einheitlich vorhanden, so z.B. nicht auf dem Zylinaussen-

rand (Lisenengeometrie, Spannkrafteinleitung), nicht bei Vorhandensein von Durchbrüchen in der Zylinderwand, nicht immer bei der Behälterauflagerung. Obwohl diese Einflüsse zum Teil von sekundärer Bedeutung sind, ist man zu ihrer Berücksichtigung gezwungen, durch Näherungsrechnungen örtliche Untersuchungen und Verbesserungen der elektronischen Ergebnisse vorzunehmen.

Wir haben zur Zeit nur Kenntnis vom Existieren eines Programmes, welches echt dreidimensional rechnen kann. Die maximal zulässige Knotenzahl für das räumliche Rechenetz ergibt jedoch im Aufriss ein derartig grobes Netz, dass die Brauchbarkeit der Ergebnisse angezweifelt werden muss, u.a. auch in Relation zum finanziellen Aufwand.

2. Im Falle einer Platte mit einer Vielzahl kleiner Durchbrüche (z.B. Regel- oder Abschaltstäbe) verwenden wir etwa die u.a. von KINKRAD [4] angegebene Methode, einen Ersatz-E-Modul für den perforierten Bereich in die Berechnung einzuführen. Dementsprechend liefert das Programm nicht die Spitzenwerte der Tangentialspannungen an den Lochrändern. Auch hier kann jedoch durch Zusatzberechnungen und Versuchsauswertungen eine gute Abschätzung der wirklichen Verhältnisse erreicht werden.
3. Während es u.a. in Deutschland noch immer an Entwurfs- und Bemessungsrichtlinien für Spannbeton-Druckbehälter fehlt, scheint sich folgende Philosophie abzuklären:

- 3.1 Während sämtlicher Belastungszustände (Betriebs- und Katastrophenfälle) muss der Behälter unterhalb seiner Elastizitätsgrenze belastet sein, jedoch sind
- 3.2 in bestimmten Lastfällen und in lokal begrenzten Gebieten Zugspannungen zulässig, sofern volle Zugkeilabdeckung durch Schlauff Stahl erfolgt.
- 3.3 Massgebendes Kriterium für die Beurteilung eines Druckbehälters sind weniger die Hauptspannungen als vielmehr das Verformungsbild und vor allem die Bruchsicherheiten.

Durch die Zulassung von Zugspannungen können nun begrenzte Gebiete in den Zustand II übergehen, während das Programm grundsätzlich Zustand I voraussetzt.

Bei der Berechnung der Bruchsicherheiten wird die Anstrengungsbereitschaft des Beton unter dreidimensionalen Spannungen ermittelt, welche vom Programm unter Annahme elastischen Verhaltens ermittelt wurden. Langzeitige Spannungsumlagerungen sowie örtliche Plastifizierungen unter Spannungsspitzen können jedoch nicht erfasst werden.

Obwohl ich die Kritik an der Berechnungsmethode an den Schluss meiner Ausführung gestellt habe, hoffe ich klar gemacht zu haben, ein welch nützliches und unabdingbares Mittel zum Entwurf eines Druckbehälters und zur Beurteilung seiner Sicherheit ein derartiges Programm darstellt.

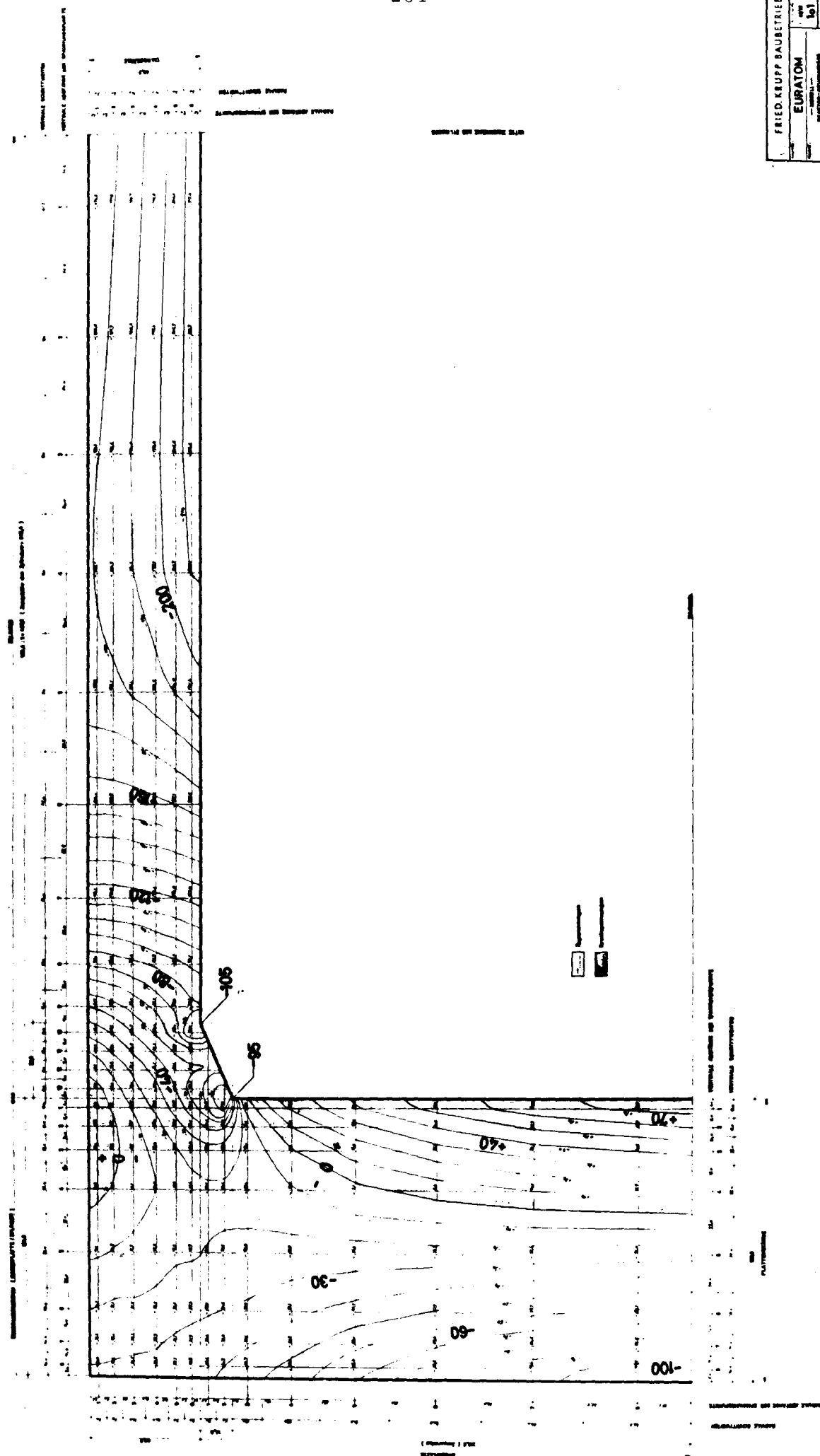
---

Literatur:

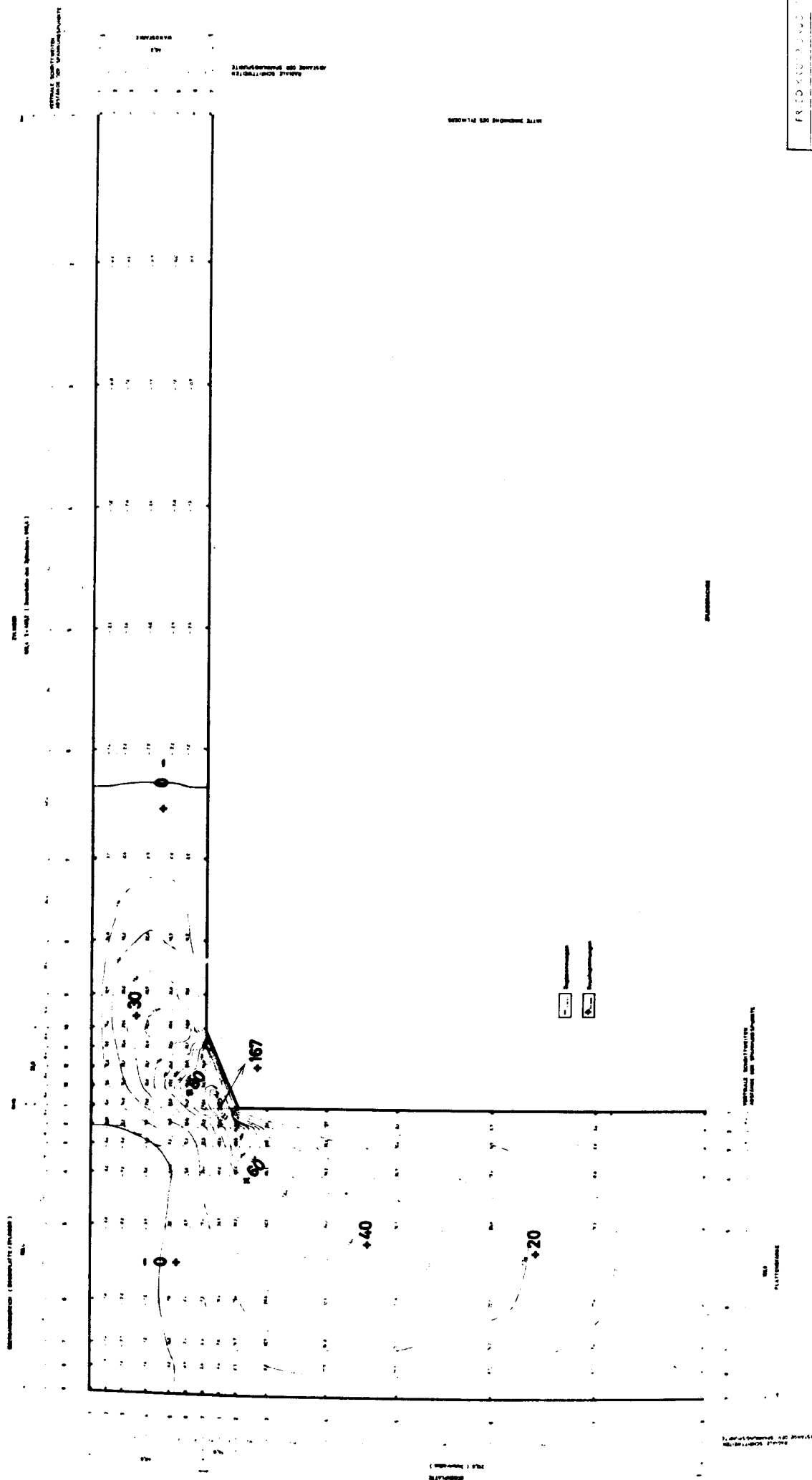
- [1] HANSEN, W.:  
Theorie zur Errechnung des Wasserstandes und der  
Strömungen in Randmeeren nebst Anwendung.  
Tellus (August 1956)
  
- [2] OTTER, J. R.H.:  
Computations for Prestressed Concrete Reactor  
Pressure Vessels using Dynamic Relaxation.  
Nuclear Structural Engineering (January 1965)
  
- [3] DAY, A.S.:  
An Introduction to Dynamic Relaxation.  
The Engineer (January 1965)
  
- [4] KINKEAD, A.N.:  
Pressure Vessels for Helium-High-Temperature  
Reactors.  
PCPV-Conference, Group A, Paper 5, (1967)



FRIED KRUPP BAUBETRIEBE	
EURATOM	101
ANLAGE-NUMMER	101
ANLAGE-NAMEN	101
ANLAGE-ART	101
ANLAGE-GRÖÖE	101
ANLAGE-STATUS	101
ANLAGE-ART	101
ANLAGE-GRÖÖE	101
ANLAGE-STATUS	101



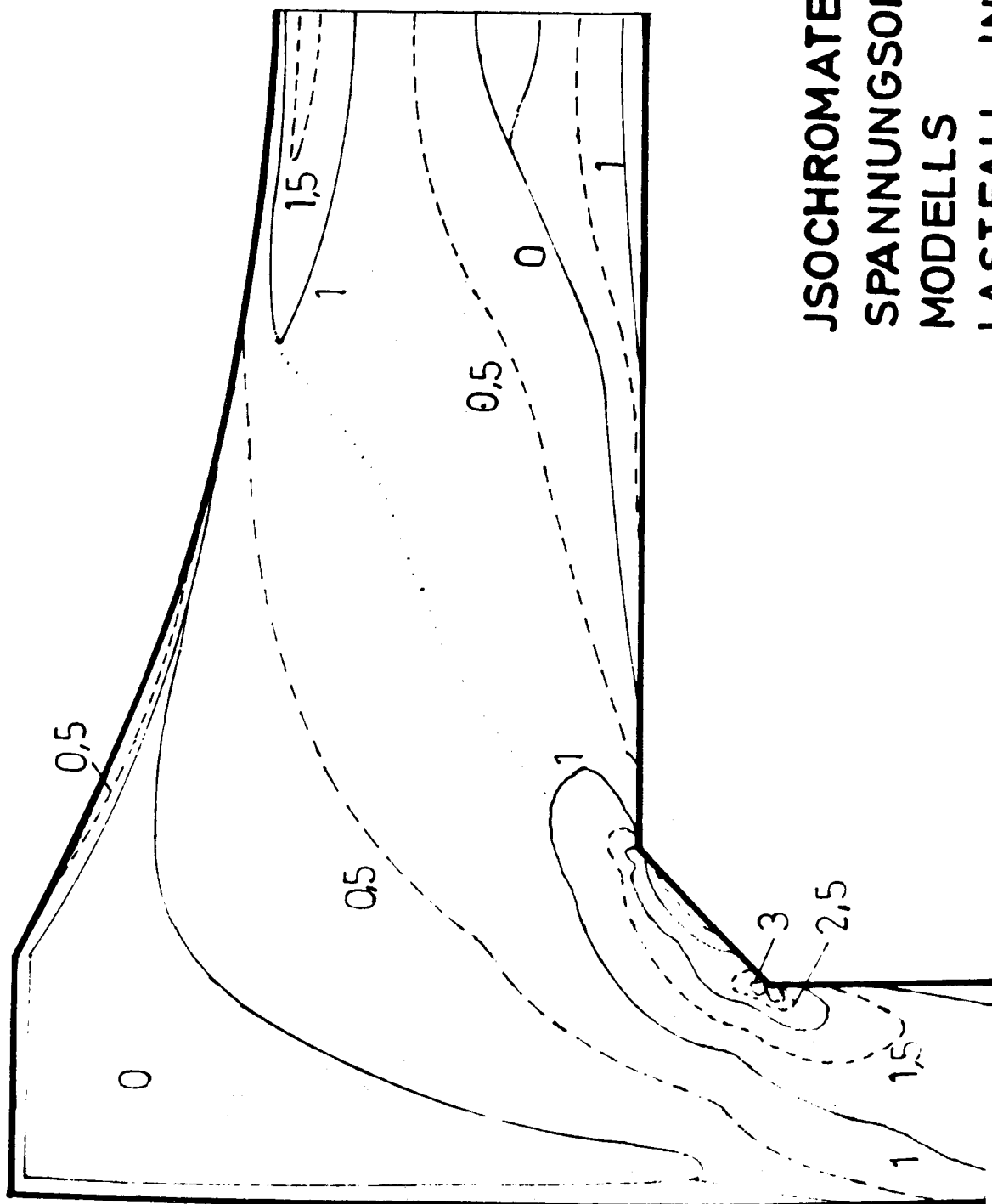
FRED KUTNER	
EURATOM	
102	
1. Name 2. Adresse 3. Telefon 4. E-Mail 5. Sonstige	

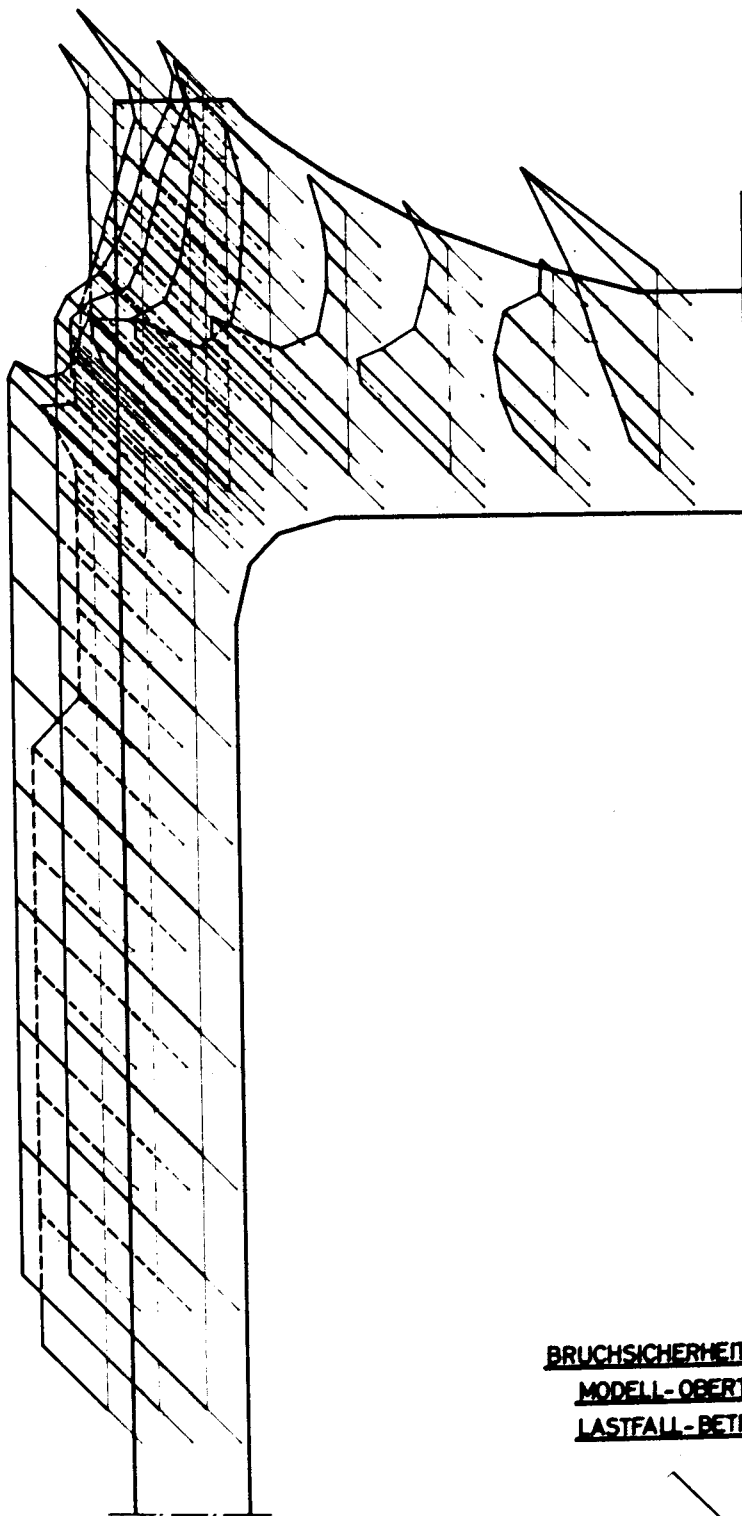






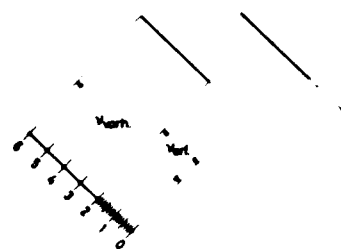
ISOCHROMATEN DES  
SPANNUNGSOPTISCHEN  
MODELLS  
LASTFALL INNENDRUCK

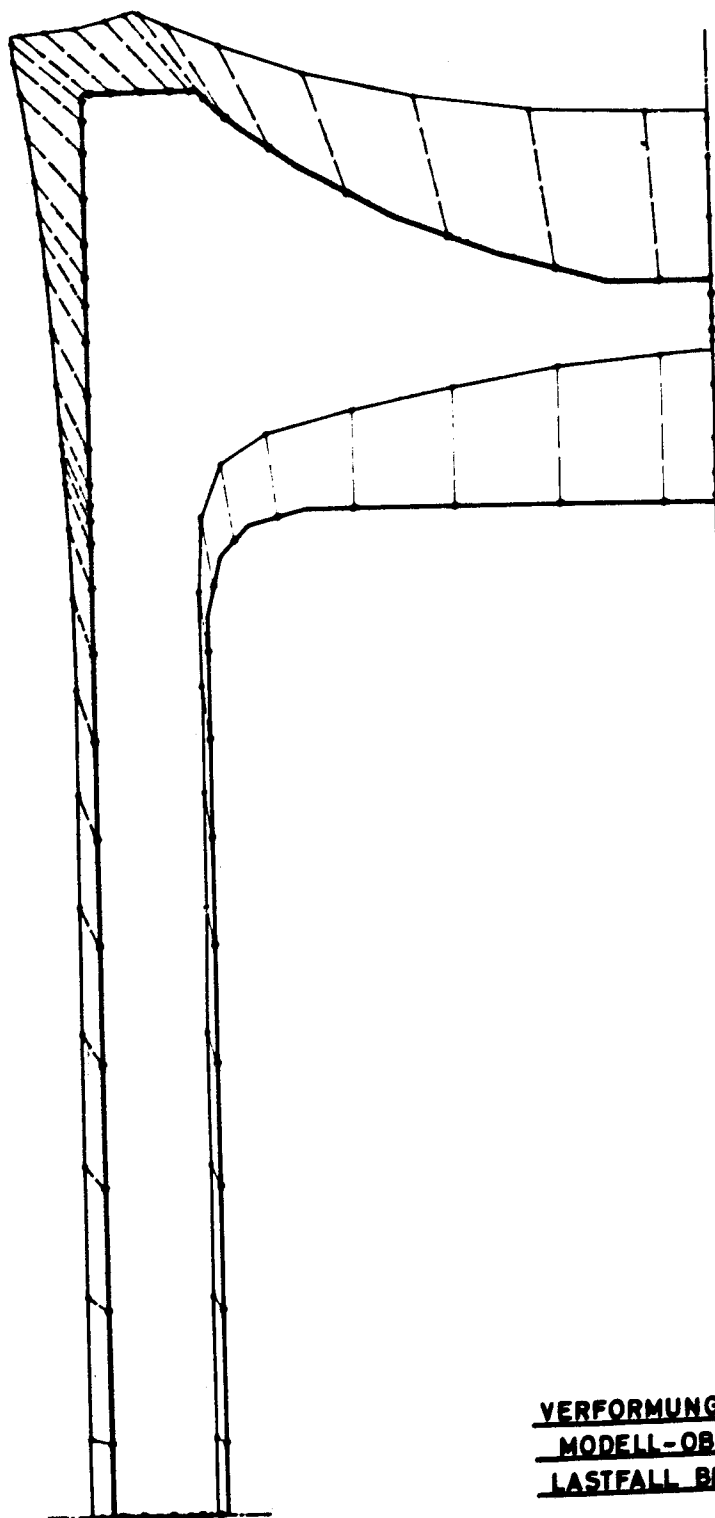




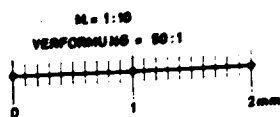
**BRUCHSICHERHEITSBILD**  
**MODELL-OBERTEIL**  
**LASTFALL-BETRIEB**

**Alle Bruchsicherheiten**  
 **$V=10$  und  $V=10$  gesetzt**



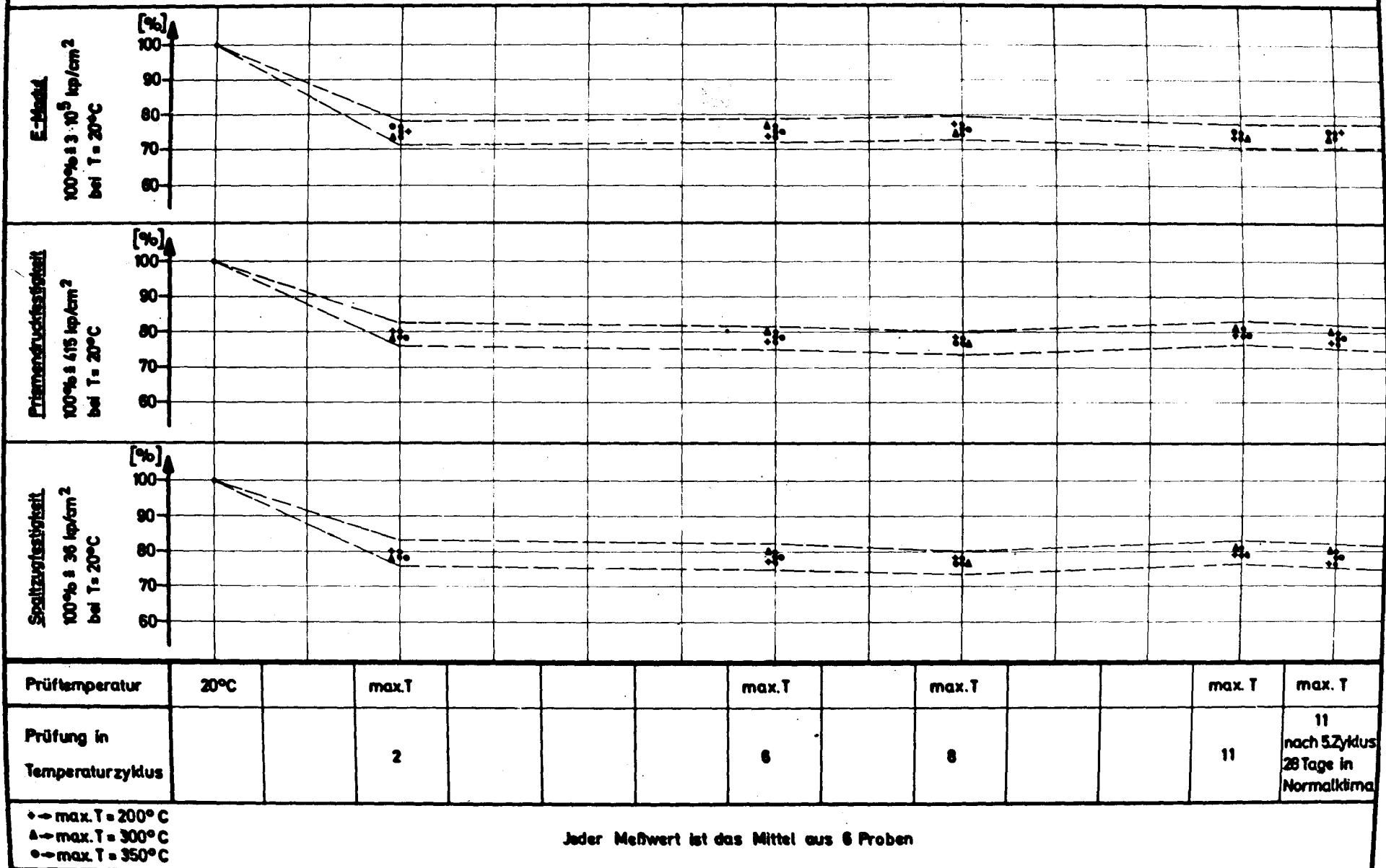


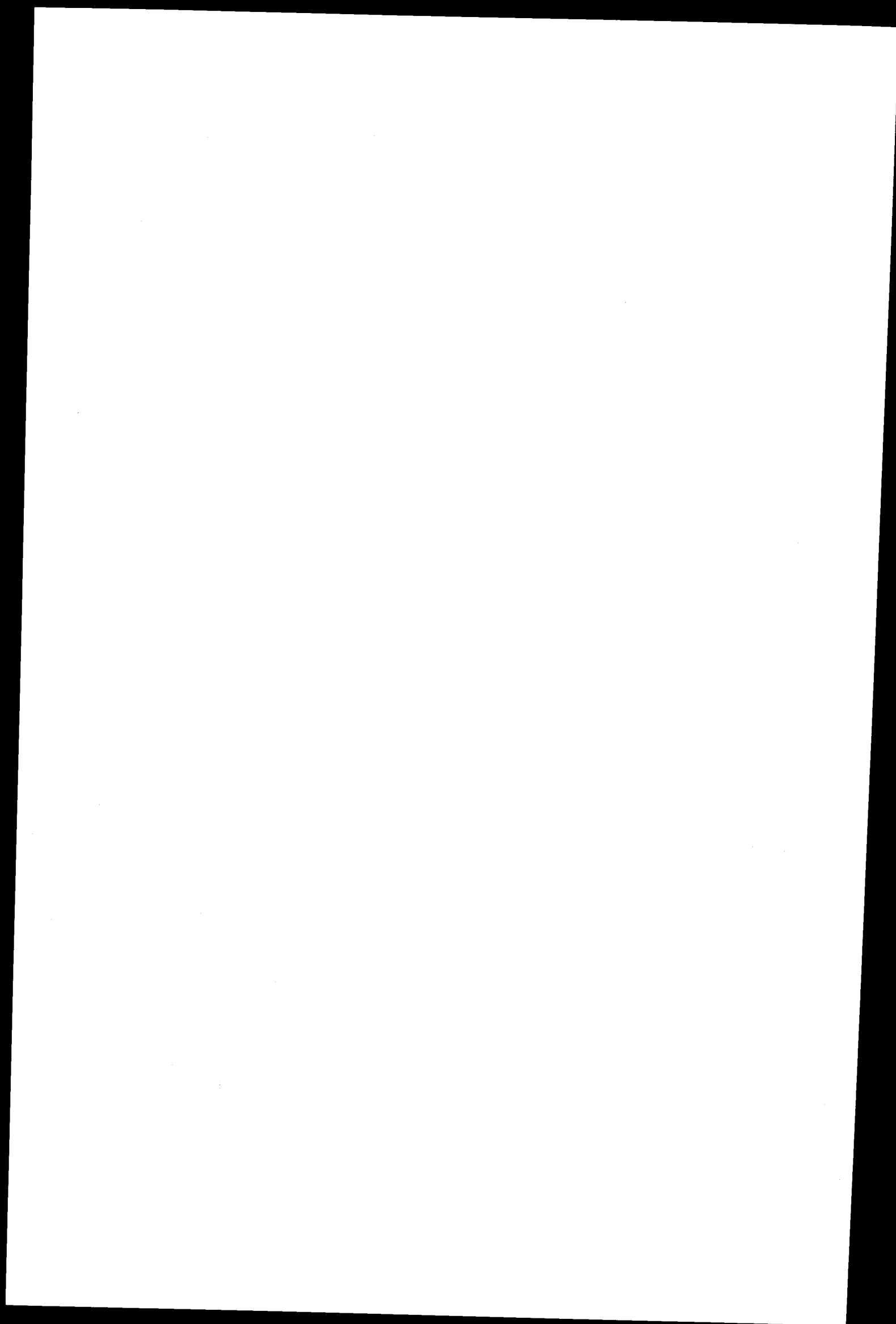
VERFORMUNGSBILD  
MODELL-OBERTEIL  
LASTFALL BETRIEB



Materialwerte von Serpentinbeton					
	Nicht entwässerter Beton	Entwässerter Beton			
T [°C]	20	20	200	300	350
Prismendruck - festigkeit $\sigma_{Dx}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	470	415	326	324	324
Spaltzug- festigkeit $\sigma_{Szx}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	40	36	28	28	28
Elastizitäts- modul $E_{stat}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	$3,4 \times 10^5$	$3,0 \times 10^5$	$2,2 \times 10^5$	$2,2 \times 10^5$	$2,2 \times 10^5$
Querdehn- zahl $\mu$ [-]	0,22	0,20	0,18	0,18	0,18
Wärmeleit- fähigkeit $\lambda$ [kcal/mh°C]		1,50	1,40	1,40	1,40
Lineare Wärmedehnung $\alpha_t$ [m/m°C]	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$

# Untersuchung von Serpentinbeton im Temperaturbereich von +200°C bis +350°C bei mehrfachen Belastungszyklen





Zusammensetzung und physikalische Eigenschaften eines  
spezifizierten Abschirmbetons

Referent: F. Steinsdörfer

Die Entwicklung des mehrlagigen Reaktorspannbetondruckbehälters brachte auch für die Baustofftechnologie Probleme, um deren Lösung wir uns im Rahmen eines Forschungsprogrammes bemüht haben.

Baustofftechnologisch gliedert sich der mehrlagige Spannbetondruckbehälter für Reaktoren in die 2 Hauptbereiche:

- a) Vorspannschild und
- b) Abschirmschild

dessen konstruktive Eigenarten Herr Bremer Ihnen erläutert hat.

Da der Vorspannschild weder einer Strahlen- noch einer thermischen Belastung ausgesetzt sein wird, kann hinsichtlich seiner Technologie nach DIN 4227 verfahren werden.

Der Abschirmschild, der, wie Ihnen auch schon von Herrn Bremer dargelegt, zwei Aufgaben zu erfüllen hat:

1. das Strahlenquantum des Cores auf eine für die Umgebung des Reaktors biologisch erträgliche Dosis herabzusetzen und
2. als Wärmeisolationsschicht zwischen Core und Wasserspalt zu dienen,

musste baustofftechnisch getestet werden, da ausreichende Untersuchungsergebnisse in dieser Richtung nicht vorlagen.

Da die eben genannten Forderungen (Strahlenschutz und Wärmeisolierung) durch eine Baustoffart nicht zu erfüllen waren (z.B. Abhängigkeit der Wärmeisolation von der Stoffdichte), musste eine Trennung der Aufgaben durch den Einsatz von zwei verschiedenen Baustoffen:

- a) zur Strahlenabschirmung
- b) zur Wärmeisolation

vorgenommen werden.

Welchen Weg wir hinsichtlich der Wärmeisolation beschritten haben, hat Ihnen Herr Bremer heute morgen dargelegt. In diesem Referat soll nur der strahlenabschirmende Baustoff behandelt werden.

An das Mehrstoffsystem des erhärteten Abschirmbetons wurden folgende Forderungen gestellt:

- 1. aufgrund der Abschirmwirkung
- 2. aufgrund der Konstruktion: a) ausreichende bauphysikalische Eigenschaften im Temperaturbereich von + 200 bis + 350° C - entsprechend einem B 300 nach DIN 1045.  
b) der Gehalt des nicht chemisch gebundenen Wassers sollte minimal sein; die Begründung hierfür gab Ihnen Herr Bremer.

Mit einem bei uns entwickelten Rechenprogramm kann der notwendige Gehalt der abschirmenden Hauptelemente Eisen und Wasserstoff für gegebene Coredaten errechnet werden. Für den vorgegebenen Fall wurde ermittelt, dass die günstigste Zusammensetzung des Betons bei:

- a) etwa 20 Gew. % Eisen
- b) etwa 1 Gew. % Wasserstoff (d.h. etwa 9 Gew. % Wasser)

lag; dabei sollte angestrebt werden, dass das Raumbgewicht



des erhärteten Betons gleich oder grösser  $2,8 \text{ t/m}^3$  wurde.

Das Untersuchungsprogramm zerfiel in zwei Abschnitte:

- a) Zusammensetzung des Betons nach den ermittelten Elementwerten
- b) Prüfung der bauphysikalischen Eigenschaften im Temperaturbereich von  $+ 200$  bis  $+ 350^\circ \text{ C}$ .

Bei der Zusammensetzung des Betons sind wir von dem geforderten Gehalt von etwa 9 Gew.% Wasser ausgegangen.

Da im Zementstein diese Wassermenge als chemisch gebundenes Wasser nicht unterzubringen war, musste ein wasserhaltiger Zuschlagstoff eingesetzt werden. Es gibt wenige Stoffe, die in ihrem Kristallgitter Wasser eingebaut haben, und wieder nur ein Teil dieser Stoffe wird über  $+ 350^\circ \text{ C}$  entwässert. Wir mussten z.B. auf den Einsatz des wasserhaltigen Eisenerzes - den Limonit - verzichten, den wir bei anderen Abschirmungsaufgaben verwendet hatten, nachdem in anderen Abteilungen unseres Hauses festgestellt worden war, dass auf die Dauer gesehen der Limonit bereits unter  $+ 350^\circ \text{ C}$  sein Wasser abgibt. Wir haben uns für den Einsatz von Serpentin - einem wasserhaltigen Magnesium-Silikat - entschieden, nachdem bei Untersuchungen in einem deutschen Hochschulinstitut festgestellt wurde, dass der Serpentin auch langfristig sein Kristallwasser erst über  $+ 450^\circ \text{ C}$  abgibt. In der uns zugänglichen Literatur ist nichts darüber bekannt, dass der Serpentin durch Strahlenbelastung sein Kristallgitter abbaut.

Den Gehalt an Eisen führten wir in Form des Eisenerzes Magnetit zu.

Zur Erreichung des Raumgewichtes von  $2,8 \text{ t/m}^3$  mussten wir eine geringe Menge von Baryt zugeben.

Für die Untersuchung des Verhaltens der bauphysikalischen Eigenschaften im Temperaturbereich von + 200 bis + 350° C verwandten wir nachfolgende Frischbetonzusammensetzung, die bei einer Kontrolle von verschiedenen Mischungen mit unserem Rechenprogramm über das Verhältnis von optimaler Abschirmwirkung zu der bei der Abschirmung entstehenden Wärme einen günstigen Wert erzielte:

350 kg Portland-Zement 375

143 l Wasser

200 kg Baryt

660 kg Magnetit

1573 kg Serpentin

2905 kg je m<sup>3</sup> Frischbeton

Mit dieser Frischbetonzusammensetzung haben wir für Untersuchungen der bauphysikalischen Eigenschaften: einachsiale Druckfestigkeit, einachsiale Spaltfestigkeit, Elastizitätsmodul statisch, Querdehnzahl, Wärmeleitfähigkeit und lineare Wärmeausdehnung, im Temperaturbereich von + 200 bis 350° C zylindrische Proben mit einem Durchmesser von 15 cm, bei einem Verhältnis von Durchmesser zu Höhe wie 1:1, hergestellt. Bei der Herstellung wurde das von Herrn Bremer angeführte Verfahren des Entzuges des nicht im Zementstein gebundenen Wassers nach der Verdichtung desselben in der Phase der Hydratation des Zementes und danach angewendet. Wir haben diese Verfahren bereits in einem grosstechnischen Versuch getestet und zufriedenstellende Ergebnisse erreicht.

Die hergestellten Proben wurden nach der Entschalung bis zum 90. Tag in Normalklima (18 bis 22° C und etwa 65 % relativer Luftfeuchte) gelagert und anschliessend vor den einzelnen Tests nachfolgenden thermischen Behandlungen ausgesetzt:

- a) ein Temperaturzyklus bis 200 bzw. 300 bzw. 350° C,
- b) fünf Temperaturzyklen bis 200 bzw. 300 bzw. 350° C,
- c) sieben Temperaturzyklen bis 200 bzw. 300 bzw. 350° C,
- d) zehn Temperaturzyklen bis 200 bzw. 300 bzw. 350° C,
- e) fünf Temperaturzyklen bis 200 bzw. 300 bzw. 350° C  
anschliessend  
+ 28 Tage Lagerung bei Normalklima  
anschliessend  
fünf Temperaturzyklen bis 200 bzw. 300 bzw. 350° C.

Die Aufheiz- bzw. Abkühlgeschwindigkeit betrug 5° C in der Stunde, was in etwa dem realen Fall entspricht.

Jede Probe wurde zur Kontrolle des Wasserhaushaltes nach der Verdichtung, nach dem ersten Wasserentzug, vor und nach dem Entzug des restlichen freien Wasser, nach jedem Temperaturzyklus und vor der Prüfung gewogen. Dabei ergaben sich die von Herrn Bremer gezeigten Werte bei einer Wärmebehandlung bis + 80° C; bei höheren Temperaturen wurde nach dem ersten Zyklus eine weitere Verminderung des Wasserbestandes um etwa 5 bis 7 l festgestellt, unabhängig ob auf + 200, + 300 oder + 350° C erhitzt wurde. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Bild 1 und 2 dargestellt.

Aus Bild 1 ist zu ersehen, dass:

- a) durch das Wasserentzugsverfahren der Wert der einzelnen bauphysikalischen Eigenschaft um etwa 10 % abnimmt,
- b) die Materialwerte nach der Erhitzung nochmals um etwa 25 % kleiner werden.

In Bild 2 ist dargestellt, aus Gründen der Übersicht sind nur E-Modul, Prismenfestigkeit und Spaltzugfestigkeit aufgeführt, dass die Minderung der Materialwerte bereits nach der ersten Erhitzung auftritt und durch die Anzahl der Zyklen nicht mehr beeinflusst wird.

Die Versuchsergebnisse ausgewertet, ergeben:

1. mit der Abschirmrechnung kann ein Beton mit optimaler Abschirmwirkung bei optimaler Wirtschaftlichkeit erzielt werden,
2. der Gehalt an freiem Wasser im Beton kann durch das Wasserentzugsverfahren auf technisch Null gesenkt werden, so dass bei der Erwärmung des Betons kein Dampfdruck im Inneren aufgebaut wird, der die den Abschirmschild umgebende Stahlhaut zusätzlich belasten würde,
3. dem durch das Wasserentzugsverfahren offenporig gemachten Beton kann bei Bedarf das durch Leckung der Stahlhaut eingedrungene Kühlgas ohne Schwierigkeit entzogen werden, um bei Druckabfall im Core einen Überdruck im Abschirmschild zu verhindern,
4. die Materialfestigkeiten sind nach der Erhitzung zwar um etwa 25 % niedriger, doch erreichen sie immer noch die Güte eines B 300.

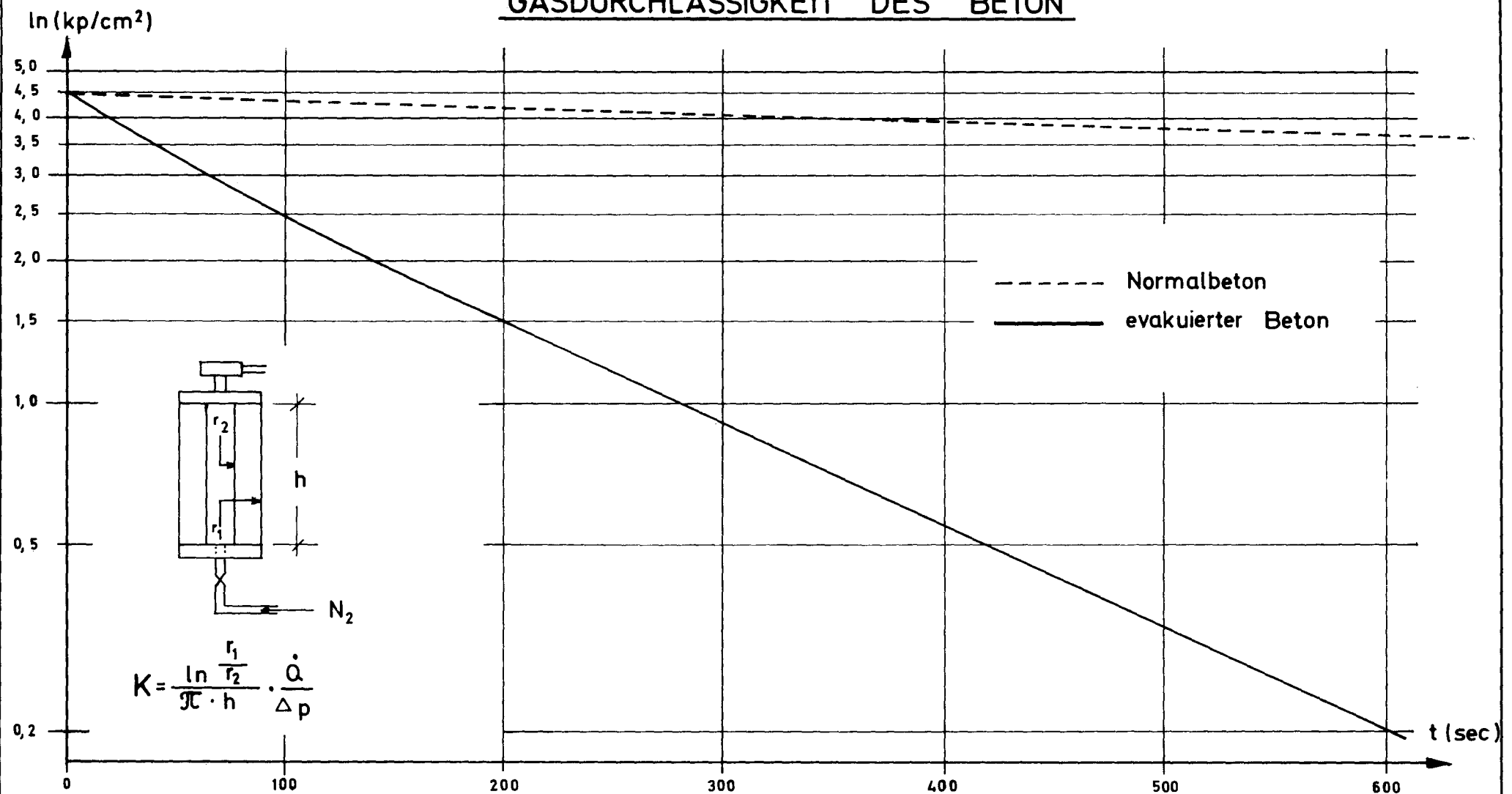
Betrachtungen zum Versuchsprogramm:

Wir gingen davon aus, einen Beton zu verwenden, der zu einem niedrigen Preis eine optimale Abschirmwirkung erzielt; so hätte z.B. der Wasserstoff durch Bor ersetzt werden können, allerdings zu einem höheren Preis; oder es gibt aussereuropäische Limonite, deren Entwässerungstemperatur ebenso wie der Preis auch höher liegt als bei den europäischen.

Bei der Aufstellung des Programmes der thermischen Nachbehandlung gingen wir davon aus, die Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeit dem realen Fall anzupassen. Wir sind der Meinung, dass überspitzte thermische Behandlungen keinen realen Wert besitzen. Weiter mussten wir feststellen, dass

bei der Zusammensetzung des Mehrstoffsystem-Betons darauf zu achten ist, dass die einzelnen Komponenten ungefähr gleichen Wärmeausdehnungskoeffizienten besitzen, da sonst auch bei geringer Aufheizgeschwindigkeit Störungen im Gefüge auftreten. Ansonsten sind wir der Meinung, dass zwischen den Materialwerten, die wir ermittelt haben und den Ergebnissen anderer Forscher keine Vergleiche zu ziehen sind; es müssen daher für jeden speziellen Fall neue Untersuchungen durchgeführt werden.


# GASDURCHLÄSSIGKEIT DES BETON



Druckzerfallskurve in Betonkapillaren



FRIED. KRUPP  
 UNIVERSALBAU

<u>Belastung</u>		<u>Zulässige Stahlspannung</u>	
Bezeichnung	GRÖSSE	Bezeichnung	GRÖSSE
Betriebsdruck $P_0$			
Berechnungsdruck $P_B$	$= 1,05 \times 1,05 \times P_0 \approx 1,10 \times P_0$ <div style="margin-left: 40px;"> <div style="display: inline-block; width: 100px; border-left: 1px solid black; height: 100px; position: relative;"> <div style="position: absolute; top: 0; right: 0; width: 50%; height: 50%; border-left: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> </div> <div style="margin-left: 10px;"> <p>→ Faktor für Trägheit und Ungenauigkeiten der Regelorgane</p> <p>→ Faktor für normale Betriebsdruckschwankungen</p> </div> </div>	$\sigma_{v,t=0}$  $\sigma_{v,t=\infty}$	$= 0,75 \times \sigma \text{ Bruch}$  $= 0,65 \times \sigma \text{ Bruch}$
Rissdruck $P_R$	$= 1,30 \times P_B$ $\approx 1,30 \times 1,10 \times P_0 \approx 1,43 \times P_0$	$\sigma_{v,t=\infty}^R$	$= 1,30 \times 0,65 \times \sigma \text{ Bruch} \approx 0,85 \times \sigma \text{ Bruch}$  $\leq \sigma = 0,90 \times \sigma \text{ Bruch}$ z.B. für St. 145/160
Zulässige Spannstahlbeanspruchung in Spannbeton - Druckbehältern		 FRIED. KRUPP UNIVERSALBAU	





Discussion - Discussion - Diskussion - No 3

M. SCOTTO - ENEL

La mia domanda è rivolta al gruppo di Mr. Patin.

E' noto come i contenitori in cemento armato precompresso sono molto apprezzati per la "Sicurezza" che esprimono e questa "sicurezza" è dovuta all'alto numero di cavi che individualmente sono chiamati a far fronte alle condizioni di lavoro.

La mia domanda è: "come è stato affrontato questo problema di sicurezza nella scelta della soluzione?"

A titolo di notizia, desidero informare i Sigg.ri Partecipanti che l'Arch. Pier Luigi Nervi ha brevettato nel 1966 un sistema analogo, basato però su verin plat nastriiformi della STUP.

M. PATIN - CITE: Nous avons préféré la sécurité apportée par des aciers mi-durs ou des aciers à béton classique à celle apportée par des câbles à cause de l'allongement de rupture procurée par ces aciers. Il est connu que les aciers de précontrainte classique ont en principe des allongements de rupture de l'ordre de 3 %. Mais fréquemment les ruptures constatées en service se font pratiquement sans allongement. Au contraire, les aciers que nous avons utilisés, que nous préconisons sont des aciers dont l'allongement de rupture est de 18 à 25 %, et c'est ce point qui nous a fait choisir ces aciers. La rupture effective du caisson maquette a prouvé que cette conception était valable, puisque - comme je l'ai dit - nous n'avons pas effectivement eu une rupture, mais un allongement progressif des aciers, la pression se maintenant constante à une valeur égale de 2,84 fois la pression de service. Je crois que ce coefficient de sécurité de 2,84 est suffisamment parlant en lui-même.

M. PUYO - Coyne et Bellier : Ce qui assure le maintien d'une précontrainte c'est le rapport entre le raccourcissement du béton et l'allongement de l'acier au moment de la mise en précontrainte. Avec de l'acier doux, ou même de l'acier mi-dur il me semble que l'ordre de grandeur de ces deux déformations sera sensiblement le même. Or le fluage du béton se poursuit dans le temps et il est même possible que l'allongement de l'acier, lorsqu'on met la pression de précontrainte, évolue dans le temps.

Y a-t-il des dispositifs prévus pour rétablir cette précontrainte ?

La deuxième observation, c'est que, on aboutit à des quantités d'acier de béton armé qui sont très grosses. Le bétonnage dans de tels cas doit s'avérer assez difficile, et on est alors tenté de remplacer les armatures de béton armé par des enveloppes métalliques.

M. PATIN - CITE: D'abord, en ce qui concerne le rapport entre l'allongement de l'acier et le raccourcissement du béton, il n'y a aucun problème, puisque il y a un vérin interposé entre le béton et l'acier et que les deux sont complètement indépendants l'un de l'autre. Il suffit d'ailleurs, et ceci répond aussi à la deuxième question, de maintenir la précontrainte sous forme liquide pendant un temps suffisant pour que le béton prenne son fluage et que les aciers prennent leur relaxation. C'est d'ailleurs exactement ce que nous avons constaté, et si M. NOEL avait eu un peu plus de temps pour faire son exposé, vous auriez pu, sur les courbes qu'il a montrées, le vérifier complètement.

En ce qui concerne le troisième point, c.a.d. les difficultés de bétonnage à cause de la densité des aciers, je puis répondre que nous n'avons eu aucune difficulté particulière et que cette maquette a été construite dans un délai de deux mois, par une équipe qui était de très bonne qualité, mais qui n'était pas spécialement entraînée. Il s'agissait d'une maquette au 1/10<sup>ème</sup>, pour laquelle par conséquent les difficultés étaient encore plus grandes du fait de la dimension des aciers, qu'elles ne le seraient pour une réalisation grandeur nature.

M. GRUEL - GAAA: Une question à M. PATIN. Est-ce que le problème des traversées supérieures et inférieures, traversées verticales, a été vu et essayé sur la maquette, en particulier l'étanchéité du vérin et la rectitude et verticalité des puits?

M. PATIN - CITE: Je réponds tout de suite, qu'il n'y a aucun problème pour les traversées verticales, puisque le vérin ne ferme pas la partie supérieure, la dalle supérieure comme la dalle

inférieure sont entièrement libres à la fois d'acier et de tout autre mode de précontrainte et que dans ces dalles on peut faire absolument ce qu'on veut. En fait nous n'avons pas réalisé de traversées ni de puits, mais cela n'était pas nécessaire, c'est du béton absolument nu, dans lequel on peut faire ce que l'on veut.

M. BEAUJOINT - Electricité de France: Je voudrais poser la question suivante à M. PATIN: N'y-a-t-il pas un inconvénient à ce que les armatures soient en acier ordinaire dans enveloppe en béton armé, dont M. PATIN nous a dit qu'il serait fissuré? N'y a-t-il pas un inconvénient du point de vue de la corrosion?

M. PATIN - CITE: L'expérience a montré que la fissuration était très régulière et que dans la mise en précontrainte normale les fissures se répartissaient en gros, tous les 10 cm pour une largeur de fissure inférieure à 1/10 de mm. Je pense que dans un caisson réel il suffirait après la mise en précontrainte de projeter sur l'ensemble du caisson une enveloppe plastique pour éliminer toute possibilité d'introduction d'eau et par conséquent de corrosion.

H. BREMER - Fried. KRUPP Universalbau: Ich habe eine Frage zu dem ersten Referat dieser Gruppe. Der präsentierte Vorschlag ist sehr mutig, und es ergeben sich eine Unmenge von Fragen dazu, könnten sich ergeben. Ich möchte mich auf eine Frage beschränken, die den Sicherheitsaspekt dieser Lösung angeht. Der Referent brachte zum Ausdruck, dass es sich hier um einen wassergekühlten Reaktor handelt. Es müssen also austenitische Materialien verwendet werden für den heißen "Liner". Das bedeutet aber, dass diese austenitischen Liner-Bleche eine thermische Dehnung haben, die etwa doppelt so gross ist wie die des Betons. Aus dieser Dehnungsdifferenz, die ich ganz grob überschlagen habe, würden sich also im ebenen Spannungsfeld immerhin Spannungen ergeben, die in der Grössenordnung von 5 bis 6000 kg/cm<sup>2</sup> liegen, das heisst also plastischer Bereich.

Frage 1: Ist die Frage der Festigkeitsminderung durch dauernden Spannungswechsel im plastischen Bereich beachtet und untersucht worden? Wenn ja, welche Erfahrungen liegen vor?

Frage 2: Die Dicke des Liners wurde also angegeben mit wenigen mm. Bei diesen hohen Spannungen wird das also bei zu grosser Entfernung der Verankerungspunkte zu Ausbeulungen führen können, vor allen Dingen bei dem Lastfall heisser Druckentlastung. Das bedeutet aber, dass die Vielzahl von Verankerungspunkten eine grosse Menge Wärme transportiert in die Tiefe des Betons. Was sagt der Spannstahl dazu, wenn hier also solche Wärmetransporte auftreten? Was macht die Wärmerelaxation in dem Fall?

M. TARBES - SEEE: La sécurité de la peau d'étanchéité, c'est évidemment le gros problème de cette solution, et j'ai déjà dit ce matin, que c'était là, qu'il fallait se pencher avec le plus de soin. Et nous avons évidemment beaucoup réfléchi à tous ces problèmes. La peau d'abord n'est pas tendue, sauf dans certaines phases particulières. Le principe de la solution consiste à imposer à la peau de rester collée au béton. Donc, quand la température intérieure monte, la peau est en état de contrainte de compression, que dans le cas de 18/8 dépasse la limite élastique. Ensuite, quand le réacteur se refroidit, il se peut - il arrive même certainement - que la peau se mette en traction, étant donné la relaxation qu'elle a subie lors de la première montée en température. Ceci a été examiné à partir des diagrammes connus de déformations du 18/8 dans le domaine plastique. Ces diagrammes ne reproduisent pas exactement le processus qu'il y aurait dans le caisson, et pour cela il faudrait faire des expériences pour reproduire ce processus. Mais les diagrammes existants, qui sont en général des diagrammes de fluage et non pas de relaxation, laissent penser que cela se passera très bien. De toute façon, le nombre de cycles est limité à 100, 200 ou 300 cycles dans la vie du réacteur, et on n'entre vraisemblablement pas dans le domaine où on risque des ruptures. L'épaisseur de la peau - on a parlé de 5 à 10 mm - c'est mince, mais c'est actuellement l'épaisseur des placages Inox de tous les réacteurs américains à eau bouillante. Donc, je ne pense pas que du point de vue de la corrosion il y ait là un problème particulier. Les ancrages transmettront évidemment beaucoup de chaleur. Le chiffre; que j'ai cité ce matin de 2000 watt par  $m^2$  pour le flux de chaleur qui traverse le béton chaud, tient compte de cela. Il y entre d'ailleurs pour 800 watt par  $m^2$ . Cela suppose qu'on place des ancrages tous les 15 cm.

M. SCOTTO - ENEL

Io vorrei che mi si completasse la domanda che ho fatto all'inizio con una risposta un po' più attinente alla domanda cioè io ho detto che la sicurezza dei reattori convenzionali compressi é basato su un grande numero di elementi. In questo caso invece abbiamo un solo elemento di pressurizzazione, quindi la domanda é questa : a questa filosofia in sostanza che grado di sicurezza si dà?

M. PATIN - CITE: Je m'excuse, mais je n'ai pas bien compris les questions de M. Scotto.

M. SCOTTO - ENEL

La mia domanda é questa, nei contenitori convenzionali la sicurezza é basata su un numero molto grande di cavi, di unità cavo. In questo caso invece abbiamo un sistema di precompressione unico, una camera unica, la precompressione é realizzata con un sistema, quindi la sicurezza é basata sul n. 1. Volevo chiedere appunto come la pensano, come la vedono da questo punto di vista.

H. BENZLER - Euratom: Ist die Frage jetzt besser verstanden worden? Es ist eine Frage nach der Sicherheit des Systems.

M. SCOTTO - ENEL: J'ai dit que dans les pressure vessels en précontrainte, la sécurité est basée sur un grand nombre de câbles unitaires, c.à.d. qu'il y a beaucoup de câbles singles qui résistent aux actions. Dans le système qui a été montré par M. Patin, il y a seulement un système de précontrainte, un système unique, c.à.d. que le degré de sécurité est basé sur le numéro 1, c'est ça la question que j'ai posée. Je voudrais connaître votre avis.

M. PATIN - CITE: Je ne vois pas la différence entre ce système de précontrainte et un autre système, étant donné qu'il y a non pas un grand nombre de câbles, mais un grand nombre de cerces ou de barres longitudinales et les efforts se répartissent entre ces aciers et, au contraire, ce que j'ai cherché à faire, c'est à remplacer le principe des caissons en acier continu, en acier soudé par une cage

qui est beaucoup plus facile à réaliser et dans laquelle le béton n'est qu'un organe de répartition des efforts.

H. BENZLER: Darf ich zu dieser Diskussion noch einen kleinen Kommentar geben. Soweit ich es verstanden habe, geht es darum, wie gross die Sicherheit des Systems bei flüssiger Vorspannung ist. Denn in diesem Fall hätten Sie tatsächlich - wenn Sie von der Unterteilung des Spaltraums absehen - nur ein Druckelement. Beispielsweise, wenn Sie den Wasserdruck verlieren würden, dann wäre die Vorspannung dahin. Sobald Sie den Mörtel eingebracht haben und dieser sich verfestigt hat, ist die Frage eigentlich nicht mehr akut. So sehe ich es. Ich weiss nicht, ob das M. Patin zu einem Kommentar Anregung gibt.

M. PATIN - CITE: Je comprends, M. Benzler pense à la sécurité du vérin proprement dit, et effectivement lorsque on est en précontrainte liquide, l'ensemble du système repose sur ce vérin. Mais lorsque le caisson est en service la précontrainte liquide est remplacée par un liquide solidifié, par un coulis d'injection, et le vérin n'intervient plus du tout dans la sécurité puisque l'ensemble est complètement bloqué comme dans un cas classique de précontrainte.

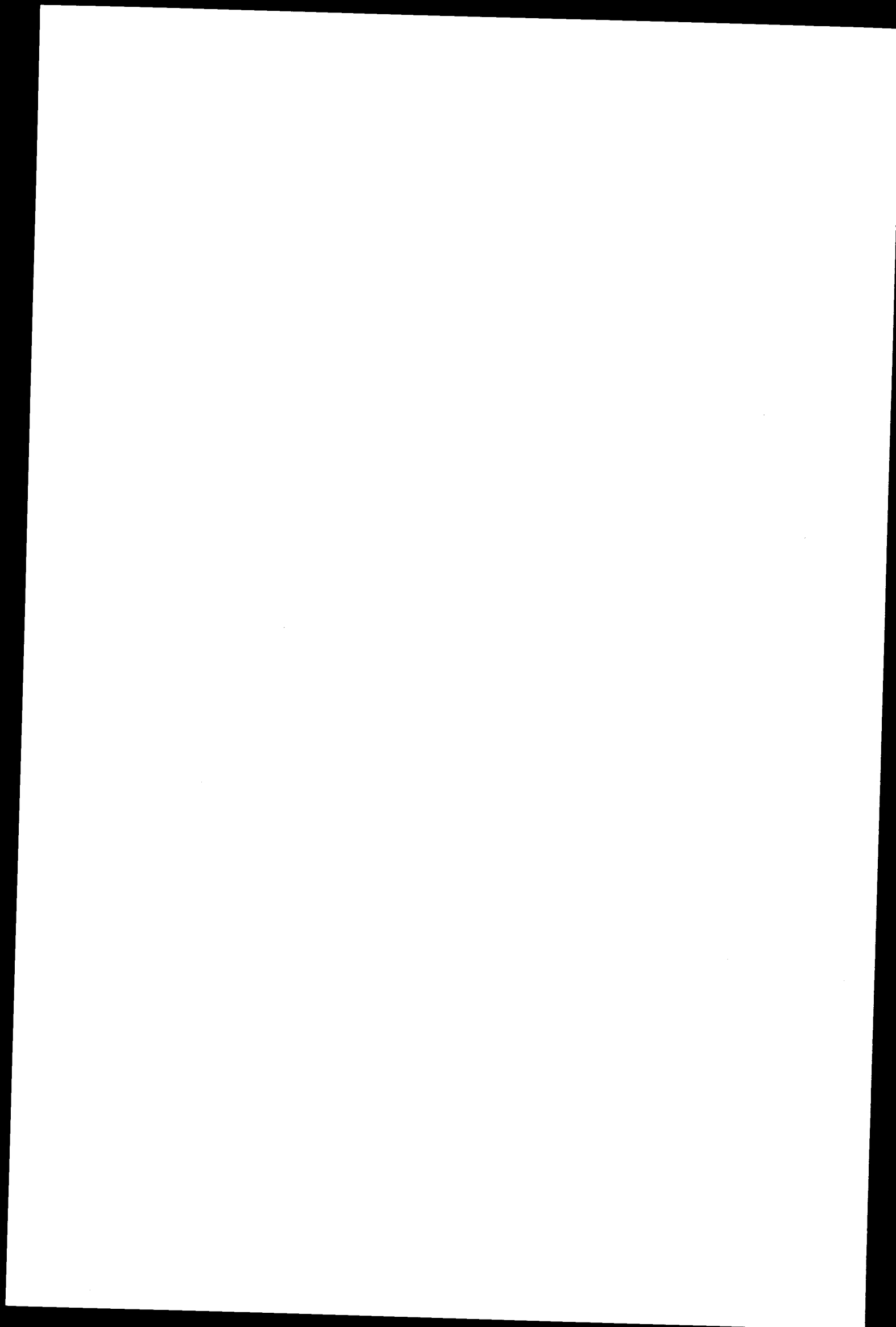
M. PUYO - Coyne et Bellier: La sécurité dans les caissons en béton précontraint n'est pas seulement une sécurité de rupture à l'éclatement sous l'effet d'une pression hydraulique intérieure au caisson, mais également une sécurité du fait que la peau d'étanchéité reste toujours comprimée. Il importe qu'il n'y ait pas de fuites de gaz à l'intérieur de la paroi du caisson. Je voudrais savoir si, dans le caisson que propose M. Patin, cette sécurité est bien envisagée sous cette forme, parce que les parois métalliques servant de vérins pour mettre en précontrainte peuvent s'opposer à la fuite de gaz et introduire la pression sur un plus grand diamètre, en cas de fuite.

M. PATIN - CITE: Je pense simplement qu'il n'y a pas de différence entre notre type de caisson et les autres types de caisson en ce qui concerne la peau d'étanchéité. Dans tous les cas elle est comprimée en même temps que le béton du caisson. Si elle est rompue, c'est que le béton lui-même est fissuré. Et on se retrouve dans les conditions analogues à celles d'un autre caisson.

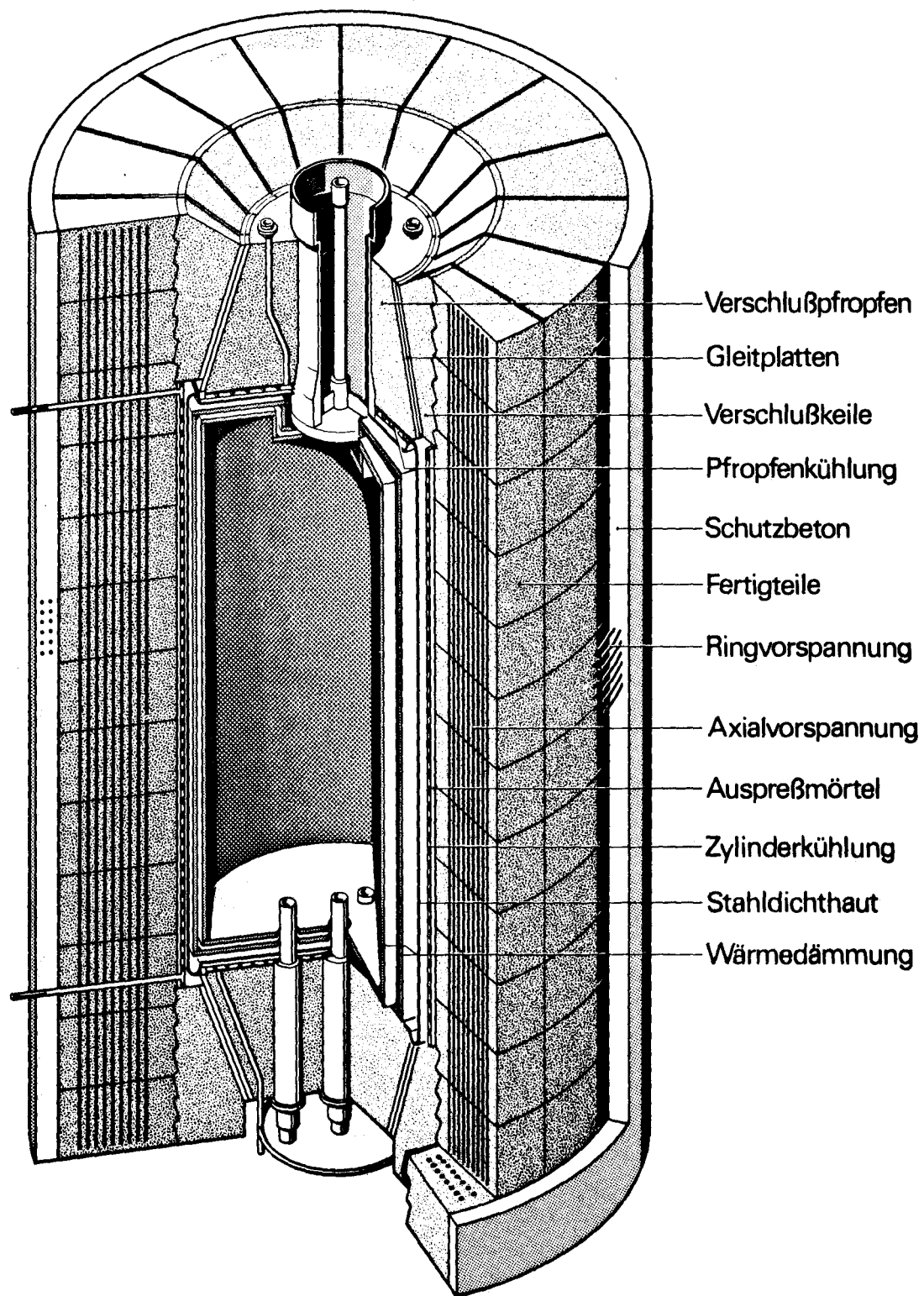
-----

SPANNBETONBEHÄLTER UND WÄRMEISOLIERUNG  
FÜR WASSERGEKÜHLTE REAKTOREN

H. GRUHL  
Siemens AG, Erlangen







**SIEMENS AG**  
Reaktor-Entwicklung

Bei der Siemens AG bemühte man sich in der Abteilung für Reaktor-Entwicklung auch für die Hochdruckgefäße von Wasserreaktoren ein geeignetes Konstruktionsprinzip einer Spannbetonausführung zu finden. Nachdem dies gelungen war, wurde in enger Zusammenarbeit mit den Firmen Dyckerhoff & Widman und Siemens-Bauunion sowie dem Technischen Überwachungsverein und unter der Beratung durch Prof. Dr. Koepcke (TU Berlin) ein Druckgefäß für 100 atü Innendruck und 10 m lichten Durchmesser bis zur Baureife entwickelt. Eine kleinere Ausführung dieses Druckgefäßes (Modellmaßstab 1:4) wurde auf dem Gelände der Zentralen Entwicklung und Forschung in Erlangen errichtet. An diesem Druckgefäß wird eine große Anzahl von Versuchen durchgeführt, wozu u.a. auch umfangreiche Temperatur- und Dehnungsmessungen innerhalb der Betonwand gehören. Diese Messungen übernahm Prof. Dr. Pilny (TU Berlin) mit seinen Mitarbeitern.

Neben den üblichen Gesichtspunkten, die bei der Konstruktion eines Spannbetonbehälters zu beachten sind, waren die folgenden Forderungen gestellt worden. Sie scheinen uns für den Einsatz des Behälters als Druckgefäß für Wasserreaktoren unumgänglich.

1. Der Innendruck und die Betriebstemperatur des Kühlmediums durchlaufen den gesamten Bereich zwischen null atü bzw. Raumtemperatur und den Betriebswerten, die im vorliegenden Fall 100 atü und 300 °C betragen sollen.
2. Für die Montage der Innenstruktur soll das Druckgefäß eine Zugangsöffnung haben, die den gesamten Querschnitt freigibt und für eine Reparatur der Einbauten wiederholt freigemacht werden kann. Ferner muß man Durchbrüche für die Zu- und Abführung des Kühlmittels und die maschinellen Ausrüstungen unterbringen können.
3. Biegespannungen sollen in der Behälterwand weitgehend vermieden werden.
4. Das Druckgefäß soll billig, rasch und ohne Risiko zu fertigen sein.

### Konstruktiver Aufbau des Druckgefäßes

Die oben aufgezeigten Forderungen führten zu einem Konstruktionsprinzip, das anhand der Zeichnung des Modellbehälters (Bild 1) erläutert wird. Aus Gründen einer möglichst rationellen Platzausnutzung im Inneren bot sich die Wahl einer zylindrischen Form an. Für die praktische Ausführung standen anfangs zwei Varianten zur Diskussion, die sich weniger in ihrer Konstruktion als vielmehr in der Herstellungsart unterschieden. Der Vorschlag von SBU sah vor, die Zylinderwand des Behälters in Gleit- oder Kletterschalbauweise auszuführen. Für die nachträgliche Aufbringung der tangentialen Vorspannung kam hier aus Platz- und Wirtschaftlichkeitsgründen nur ein Umwickeln mit hochfesten Drähten in Frage (Wickelfahrverfahren).

Aufgrund zahlreicher Diskussionen zwischen Fachleuten des Bauwesens und der Reaktortechnik wurde dieser Vorschlag verlassen. Zur Ausführung kam die zweite Variante - ein Vorschlag von D & W -, die nachstehend ausführlich behandelt wird. Ihr wesentlichstes Merkmal ist, daß der Druckbehälter nicht in einem Zuge betoniert, sondern aus Fertigteilen (Bild 2) aufgebaut wird. Die Verwendung von Fertigteilen ermöglicht einen klaren einfachen Aufbau des Behälters und die Herstellung eines Betons von hoher Festigkeit. An den relativ kleinen Blöcken läßt sich die gleichmäßige Qualität durch allseitiges Besichtigen, Prüfen mit dem Kugelschlaghammer u.a. gut überwachen. Außerdem entfällt die Gefahr des Entstehens von ungewollten Arbeitsfugen und undefinierten Wärmespannungsrissen, wie sie bei monolithischer Bauweise beim Abbinden des Betons infolge des für die Wärmeabstrahlung ungünstigen Verhältnisses der Oberfläche zum Volumen leicht vorkommen können. Bedenkt man zudem die übersichtlichen Vorspannverhältnisse, so erweist sich das Fertigungsrisiko bei dieser Bauweise als verschwindend klein. Die Fertigteile werden im bekannten Dywidag-Spannbeton-Kontaktverfahren hergestellt, das sich beim Errichten von Betonbrücken bereits gut bewährt hat.

Der zylindrische Mantel setzt sich aus 13 einzelnen Ringen zusammen, die wiederum aus je 16 Fertigteilblöcken bestehen. Das tangentiale Vorspannen des Betons geschieht Ring für Ring in der Weise, daß

hydraulische Pressen, die sich an einem zentralen Kern abstützen, die Fertigteile von innen gegen die ihre Außenseite in mehreren Lagen umfangenden Spannstähle drücken, Bild 3. Niederhalter sichern die Fertigteile dabei gegen "Aufbäumen". Durch Ausbetonieren der Aussparungen zwischen den Blöcken werden diese zu kompakten Ringen verbunden. Die Ringe erhalten anschließend durch Ablassen des Pressendruckes die gewünschte Vorspannung auch in tangentialer Richtung. Die Spannstähle werden mit Muffen zu endlosen Ringen zusammengeschraubt. Damit konnten die bei den herkömmlichen Vorspannarten notwendigen Verankerungselemente entfallen (die aus Platzgründen kaum unterzubringen wären) und eine beträchtliche Spannstahlmenge eingespart werden. Darüber hinaus erreicht man in den in sich geschlossenen Spannstahlringen eine gleichmäßige Spannung (keine Reibungsverluste) und für die Wand eine ungestörte Zylinderform. Zum Schluß werden die einzelnen Betonringe durch Zugstäbe, die in vertikalen Kanälen in ihrem Inneren verlaufen, auch axial vorgespannt.

Oben und unten schließt je ein Keilring aus Beton, auf dem sich ein 16seitiger Pfropfen in der Form eines Pyramidenstumpfes abstützt, den Zylinder ab. Die Keilringe bestehen aus 16 Einzelkeilen, die in die Verzahnung der Behälterwand eingreifen. Die Pfropfen werden durch ein mit Beton ausgefülltes Stahlskelett gebildet. Im oberen Pfropfen befindet sich ein Mannloch (im Original z.B. Durchtritt der Lademaschine), während durch den unteren die Kühlkreisrohrleitungen führen. Eine außenliegende Aufhängevorrichtung hält die oberen Verschußteile auch bei fehlendem Innendruck in ihrer Lage.

Der Aufbau dieses Druckgefäßes unterscheidet sich also wesentlich von den bisher bekanntgewordenen Konstruktionen. Durch die Art der Verschlüsse treten am Übergang vom zylindrischen Mantel zu den Böden sowohl im entlasteten Zustand als auch bei hohen Innendrücker so gut wie keine Biegespannungen auf, weil hier ein Auf- und Abgleiten der Pfropfen die Dehnungsdifferenz zwischen Boden und Zylinder ausgleicht. Geschliffene und geschmierte Platten setzen dabei die Reibung zwischen den Keilen und den Pfropfen auf ein Minimum herab. Bei geeigneter Wahl der Höhe der Verschußpfropfen und des Neigungswinkels ihrer Seitenflächen gelingt es, den senkrecht wirken

den Bodendruck so in die zylindrische Behälterwand einzuleiten, daß dieser Teil der Wand in der gleichen Weise und Größe wie der Mittelteil des Behälters durch den Innendruck beansprucht wird. Dadurch vermeidet man nicht nur die bereits erwähnten Biegespannungen zwischen Mantel und Boden, sondern ermöglicht auch eine gleichmäßige Ringbewehrung und damit ein Vereinfachen der Herstellung. Die Pfropfen werden fast nur auf Druckspannung beansprucht, was ihr Ausbildung und die Unterbringung der Durchbrüche erleichtert, weil keine Armierung nötig ist. Ein weiterer Vorzug der Verschlusskonstruktion besteht darin, daß der obere Pfropfen nach geringem Absenken und Entfernen der Keile schnell und einfach auszubauen ist (Bild 4). So wird der ganze lichte Durchmesser des Behälters für evtl. notwendige Reparaturen u.ä. zugänglich, ein Umstand, der besonders bei einer integrierten Reaktorbauweise große Bedeutung hat.

Eine "heiße" Dichthaut vor der Isolierung vereinfacht zwar die Konstruktion und Materialauswahl für die Wärmedämmschicht, wirft aber andererseits bisher nicht gelöste Probleme hinsichtlich der Wärmespannungen in ihr auf. Man entschied sich deshalb für eine "kalte" Dichthaut hinter der Isolierung. Sie besteht aus austenitischem Material und trägt oben und unten zum Dehnungsausgleich je einen Ringwulst. Das Kühlsystem liegt direkt an der Betonwand an. Es wird durch zwei konzentrische Blechzylinder gebildet, deren Zwischenraum wendelförmig von Wasser mit einer Temperatur von etwa 50 °C durchströmt wird. Die Innenflächen der Pfropfen werden in ähnlicher Weise gekühlt. Kühlsystem und Isolierung sind so ausgelegt, daß die Dichthaut im Betrieb eine Temperatur von etwa 90 °C erhält. Dadurch steht sie ständig unter Druckspannungen und ist somit nicht spannungsrißgefährdet.

Die Isolierung ist in Form zweier konzentrischer Zylinder angeordnet und besteht aus "Blähton-Beton". Aus Korrosionsgründen sind diese mit Stahlblechen umhüllt. Durch die Wahl von ferritischem Material (plattiert) auf der inneren, heißen Seite und Austenit auf der äußeren, kälteren erreicht man einen Wärmedehnungsausgleich in der Umhüllung, Jeder Zylinder ist ein für sich nahezu geschlossener

Behälter und baut die Temperatur von innen nach außen um etwa 100 °C ab. Zwischen Dichthaut und Isolierung und zwischen den Dämmschichten befinden sich stagnierende Wasserspalte. Definier- te Öffnungen in den Isolierzylindern sorgen für den Druckaus- gleich zum Innenraum.

#### Versuchsprogramm für den Modellbehälter

Sieht man davon ab, daß die Herstellungsart des Behälters völlig neu ist und deshalb selbst schon einen Versuch darstellt, so um- faßt das eigentliche Versuchsprogramm, das zum größten Teil abge- wickelt ist, folgende Abschnitte:

1. Vorversuche an Beton, Spannstahl und Isoliermaterial
2. Versuche am druck- und temperaturbelasteten Behälter
3. Untersuchung von Durchbrüchen und optimaler Blockform an einem zusätzlichen Fertigteilring.

Punkt 2. war der Grund dafür, daß man den Behälter auf vertieftem Fundament aufstellte und <sup>1)</sup> mit einem Erdwall umgab. Alle Meßer- gebnisse werden in einem gesonderten Meßstand außerhalb des Schutz- walles aufgezeichnet, von wo aus die Versuche auch gesteuert wer- den, Bild 5.

---

<sup>1)</sup> Auf Verlangen der Baupolizei

Zu 1:

Die Vorversuche erstreckten sich auf grundlegende Untersuchungen, die man am belasteten Modell selbst nicht vorzunehmen braucht oder nicht vornehmen kann. Das sind u.a. langfristige Schwind- und Kriech- sowie Wärmeleitfähigkeitsmessungen an den verwendeten Werkstoffen. Ein Hauptproblem bestand darin, ein geeignetes Material für die Isolierung zu finden. Es muß hitze- und strahlenbeständig sowie druckfest sein und eine möglichst geringe Wärmeleitfähigkeit haben. Außerdem soll der Wärmeausdehnungskoeffizient annähernd gleich dem von Stahl und die Schwindrate sehr gering sein. Es wurden entsprechende Untersuchungen an mehreren in Frage kommenden Stoffen vorgenommen, mit dem Ergebnis, daß man zunächst "Blähton-Beton" wählte.

Spannungsoptische Untersuchungen an verschiedenen Fertigteilformen (Bild 6) und an einem Behältermodell gaben zusätzlich zu den Dehnungsmessungen Aufschluß über die wahren Spannungsverhältnisse in der Druckgefäßwand und in den Fertigteilen.

Zu 2:

Die Druckversuche am Modellbehälter gliedern sich in Kalt- und Warmversuche.

Die s.g. Kaltversuche dienten in erster Linie der Erforschung der Beanspruchungsverhältnisse in der Behälterwand und in den Spannstählen. Zu diesem Zweck wurde der Behälter mit einer Gummihaut ausgekleidet und mit Wasser von 50 °C erfüllt. Die austenitische Dichthaut und die Isolierung waren noch nicht eingebaut. Die Drucksteigerung erfolgte wiederholt bis auf 100 atü. Zum Erfassen der Spannungen waren in einer Anzahl von Fertigteilen Dehnungsgeber in radialer, tangentialer und axialer Richtung einbetoniert und auf die Spannstähle mehrfach am Umfang verteilt Dehnungsmeßstreifen geklebt worden. Spiegelinstrumente registrierten die Vordrehungen der Behälterenden. Die Bewegung der Pfropfen wurde mit induktiven Weggebern aufgenommen und die Kraftübertragung zwischen den Gleitplatten mit im angrenzenden Beton eingebetteten Dehnungsgebern gemessen.

Die Ergebnisse der Messungen sind noch nicht ins Detail ausgewertet. Ein diesbezüglicher Report der TU Berlin erscheint voraussichtlich um die Jahreswende. Es kann aber vorab schon gesagt werden, daß die tatsächlichen Spannungen im Behälter gut mit den vorberechneten Werten, die für eine monolithische Bauweise ermittelt wurden, übereinstimmen. Auch die Bewegungen der Verschluspfropfen beim An- und Abfahren erfolgte in der vorgesehenen Weise. Dabei zeigte sich, daß der Reibungsbeiwert zwischen den Gleitplatten auch nach längerer Stillstandszeit in feuchter Atmosphäre deutlich unter dem der Auslegung zugrunde gelegten Wert von 0,2 bleibt.

Es folgte der Warmversuch mit Wasser von 300 °C bei ebenfalls 100 atü Druck. Die Gummihaut wurde dabei durch die austenitische Dichthaut ersetzt und die Isolierung eingebaut. Das Erproben der Funktionsfähigkeit von Dichthaut, Isolierung und Kühlsystem - das war der Hauptzweck des Warmversuches - erfolgte mit Hilfe von Spannungs-, Temperaturdifferenz- und Durchflußmessungen. Die Wärmedurchgangsbilanzen ergaben eine sehr gute Dämmwirkung der Blähton-Beton-Isolierung, aber auch, daß größte Sorgfalt auf die Unterbindung jeglicher Konvektion zwischen den einzelnen Isolierschichten verwendet werden muß.

Einen Probedruck von 130 at überstand der Modellbehälter mehrfach ohne jegliche Anzeichen von Zerstörung oder Rissen im Beton. DMS-Messungen an den wichtigsten Stellen der Dichthaut bewiesen, daß diese nicht überbeansprucht wird.

Als Abschluß des Programmes ist ein Zerstörungsversuch geplant. Ob die Zerstörung durch übermäßigen Druck oder überhöhte Temperatur herbeigeführt werden soll, steht noch nicht fest. Ein Bersten würde Aufschlüsse über das Verhalten des Behälters bei Drucküberlastung im elastischen Bereich der Spannstäbe und evtl. auch beim Überschreiten ihrer Fließgrenze geben. Insbesondere interessiert natürlich die Feststellung des s.g. Katastrophendruckes mit und ohne Reißen der Dichthaut. Auf der anderen Seite wäre es auch denkbar, daß ein plötzlicher Ausfall der Isolierung und des Kühlsystems eine größere Gefahr für einen Spannbetonbehälter darstellt als ein



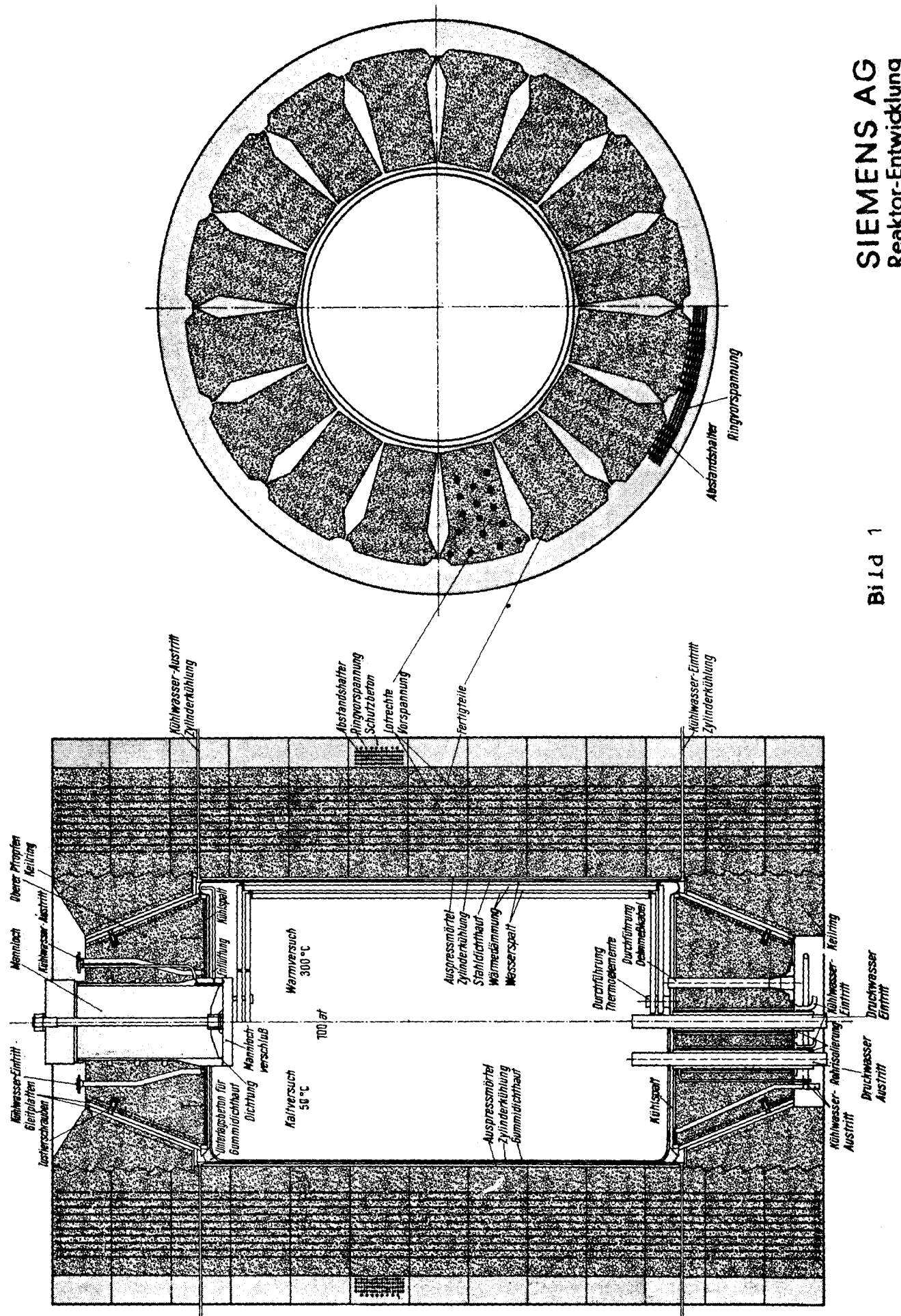
übermäßig steigender Druck, der mit Sicherheitsventilen abgefangen werden kann.

Zu 3:

Ein großes Problem stellt die Unterbringung großer Durchbrüche in der Behälterwand für Rohrleitungen, Pumpen usw. dar. An diesen Stellen treten nicht nur Schwierigkeiten in der Anordnung der Spanneisen auf, es müssen auch die erhöhten Spannungen im Beton durch geeignete Vorkehrungen auf ein beherrschbares Maß reduziert werden. Es wurde deshalb ein zusätzlicher Fertigteilring mit radialen Durchbrüchen vorgespannt (Bild 7), wobei die Kräfte der Ringspanneisen um diese durch Lochplatten, in die die Spanneisen eingeschraubt sind, herumgeführt wurden. Der Zusatzring weist gegenüber dem Modellbehälter auch eine wirtschaftlichere Auflagerungsart der Spanneisen und eine vereinfachte Blockform auf. Die spannungsoptischen Untersuchungen an verschiedenen Fertigteilformen haben nämlich gezeigt, daß die am Modellbehälter verwendeten Blöcke hinsichtlich der in ihnen auftretenden Spannungen nicht ganz die optimale Gestalt besitzen.

DMS-Messungen ergaben beim Vorspannen die Spannungsverteilung in den einzelnen Lagen der Ringspanneisen und in den Futterrohren der Durchführungen. Bei Abfassung dieses Berichtes wurden die Ergebnisse der Messungen gerade ausgewertet. Sie können also hier noch nicht besprochen werden.

Wenn auch das Versuchsprogramm an dem Modellbehälter noch nicht abgeschlossen ist und die bisher ermittelten Meßwerte noch nicht vollständig ausgewertet sind, so läßt sich aufgrund der vorliegenden Ergebnisse doch schon sagen, daß sich die vorstehend nur sehr kurz beschriebene Spannbetonbehälterversion für Betriebsdrücke von 100 atü und darüber, wie sie für wassergekühlte Reaktoren benötigt werden, gut geeignet. Sie besitzt neben konstruktiven Vorteilen (einfaches Öffnen über den ganzen Innenquerschnitt, weitgehende Vermeidung von Biegemomenten in der Wandung u.a.) auch den Vorzug, daß sie billig, rasch und ohne Risiko gefertigt werden kann.



PTB

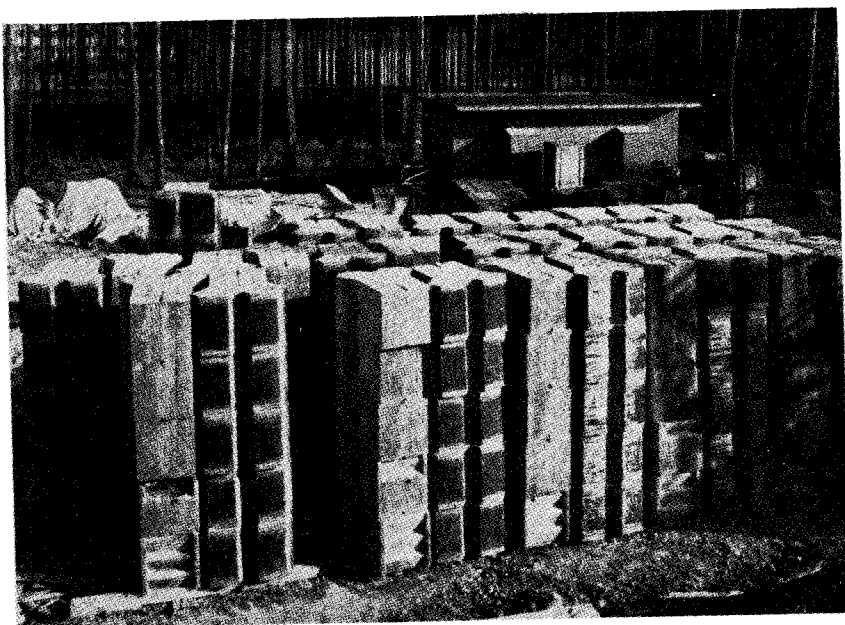


BILD 2

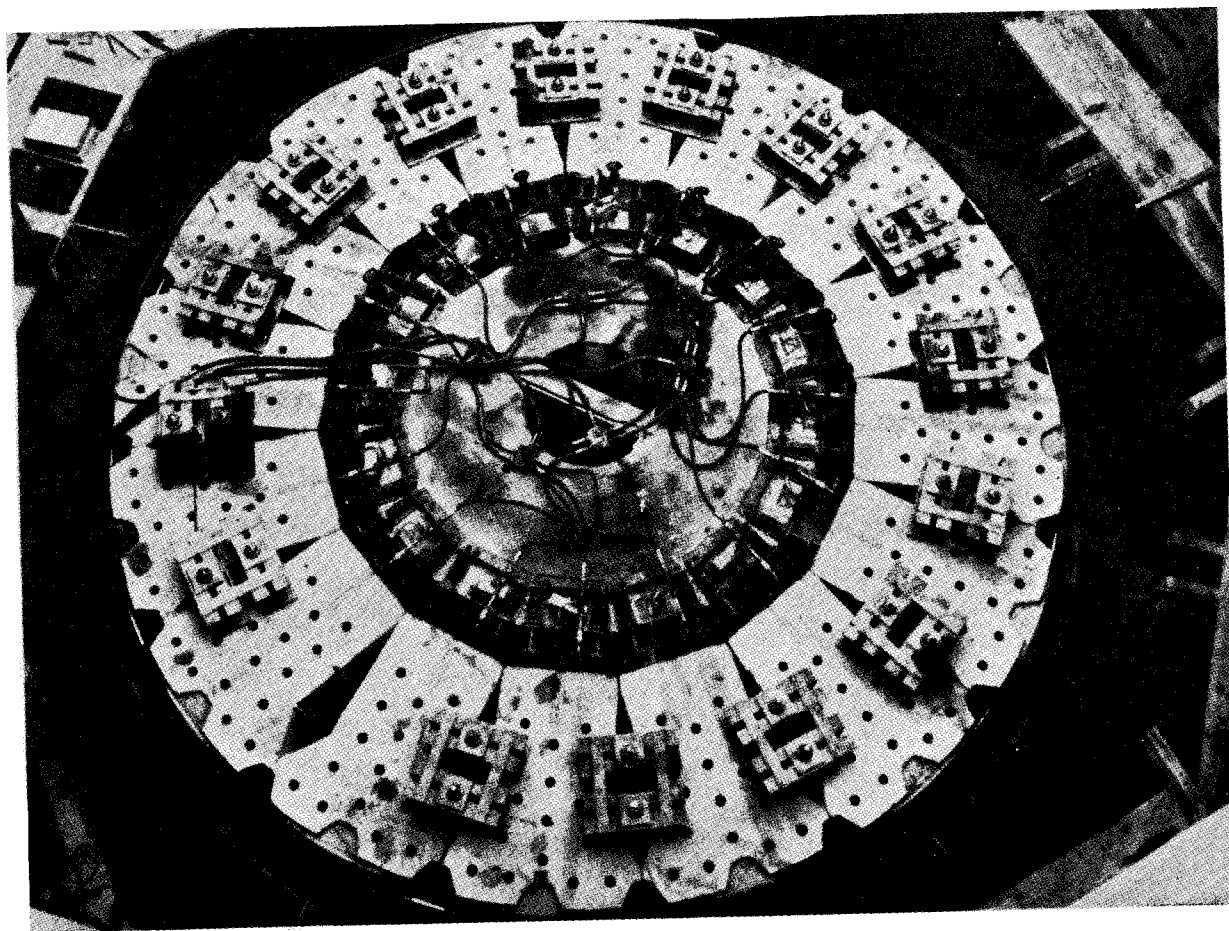


BILD 3

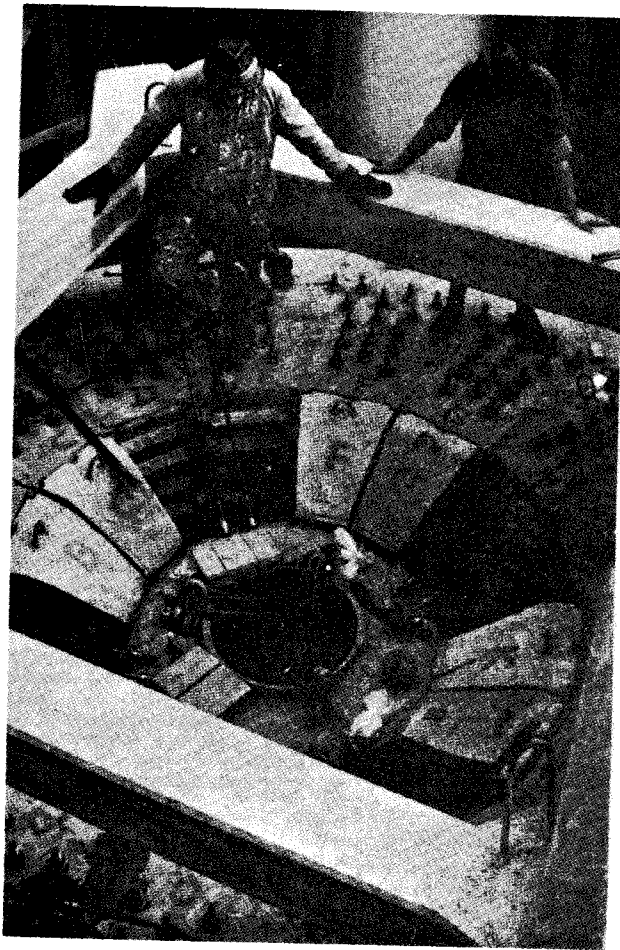


BILD 4

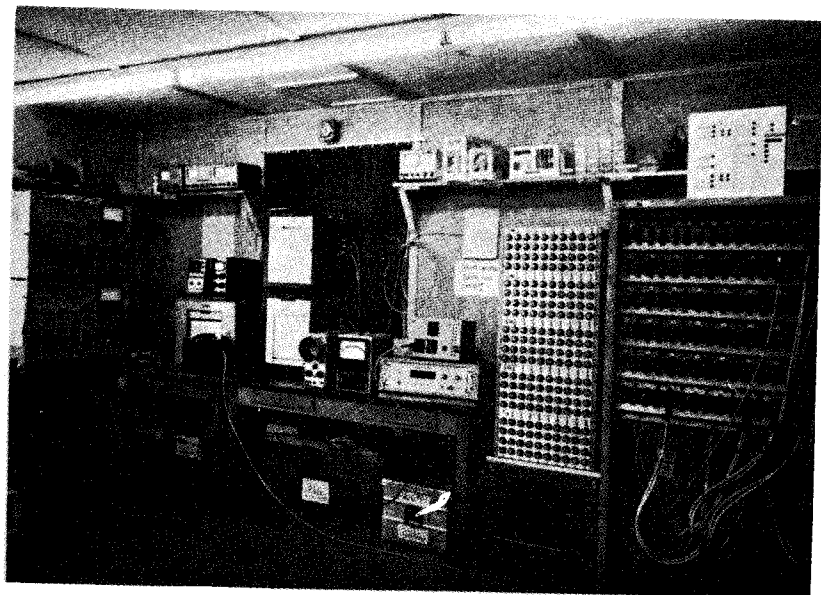


BILD 5

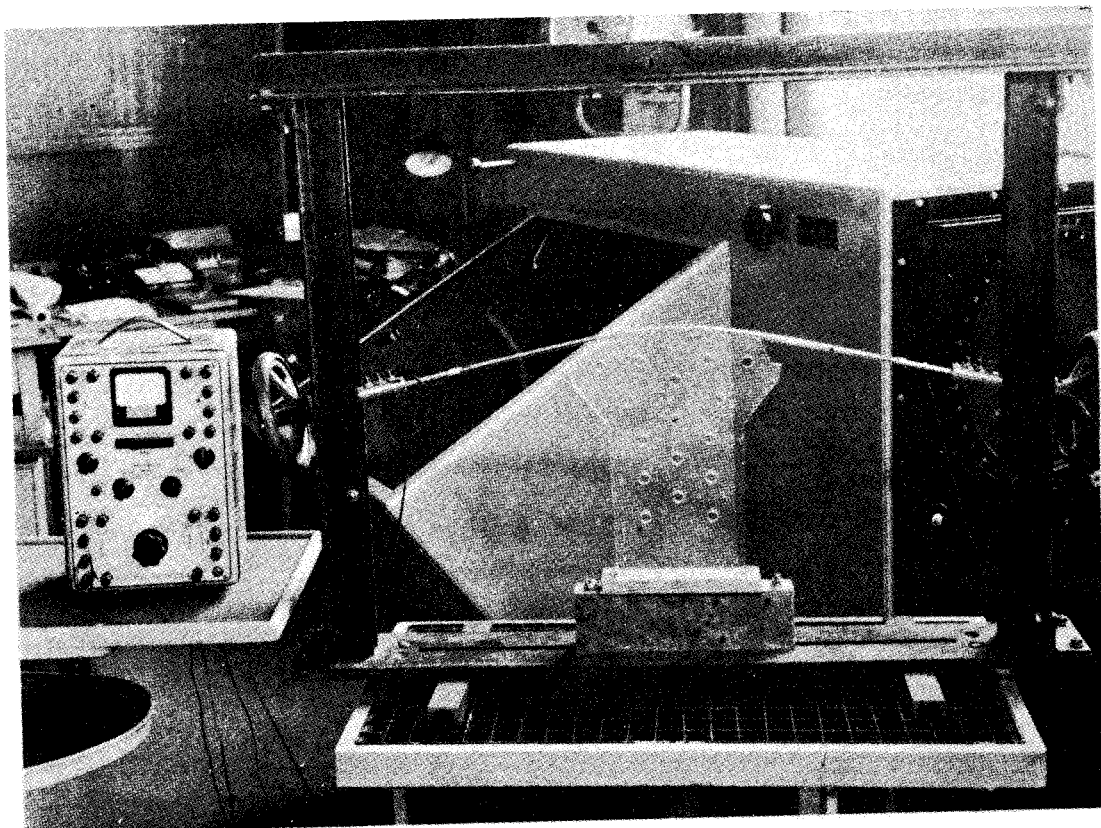


BILD 6

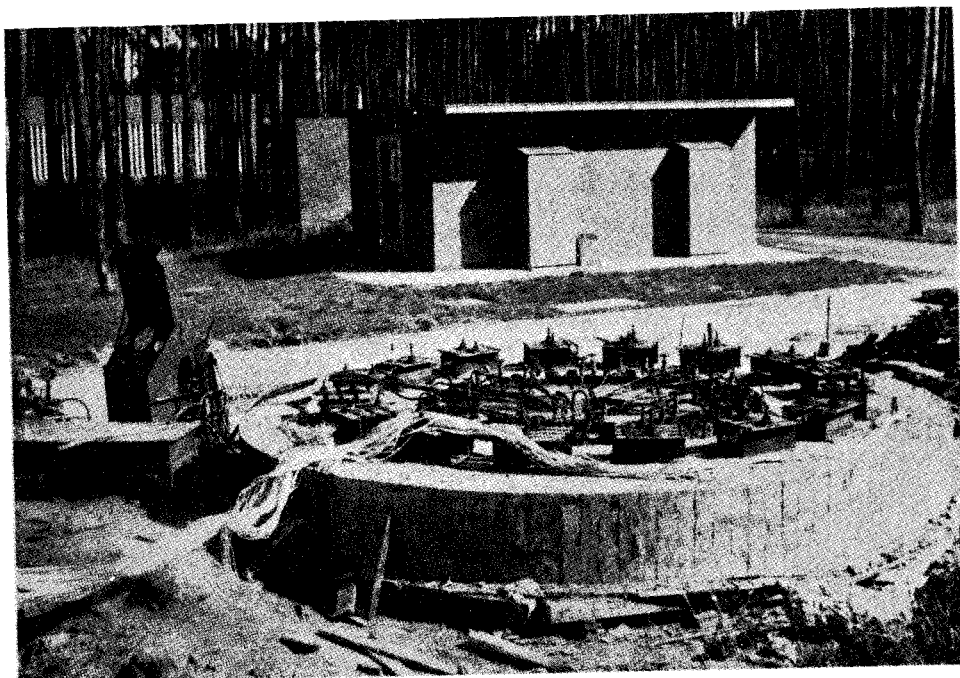
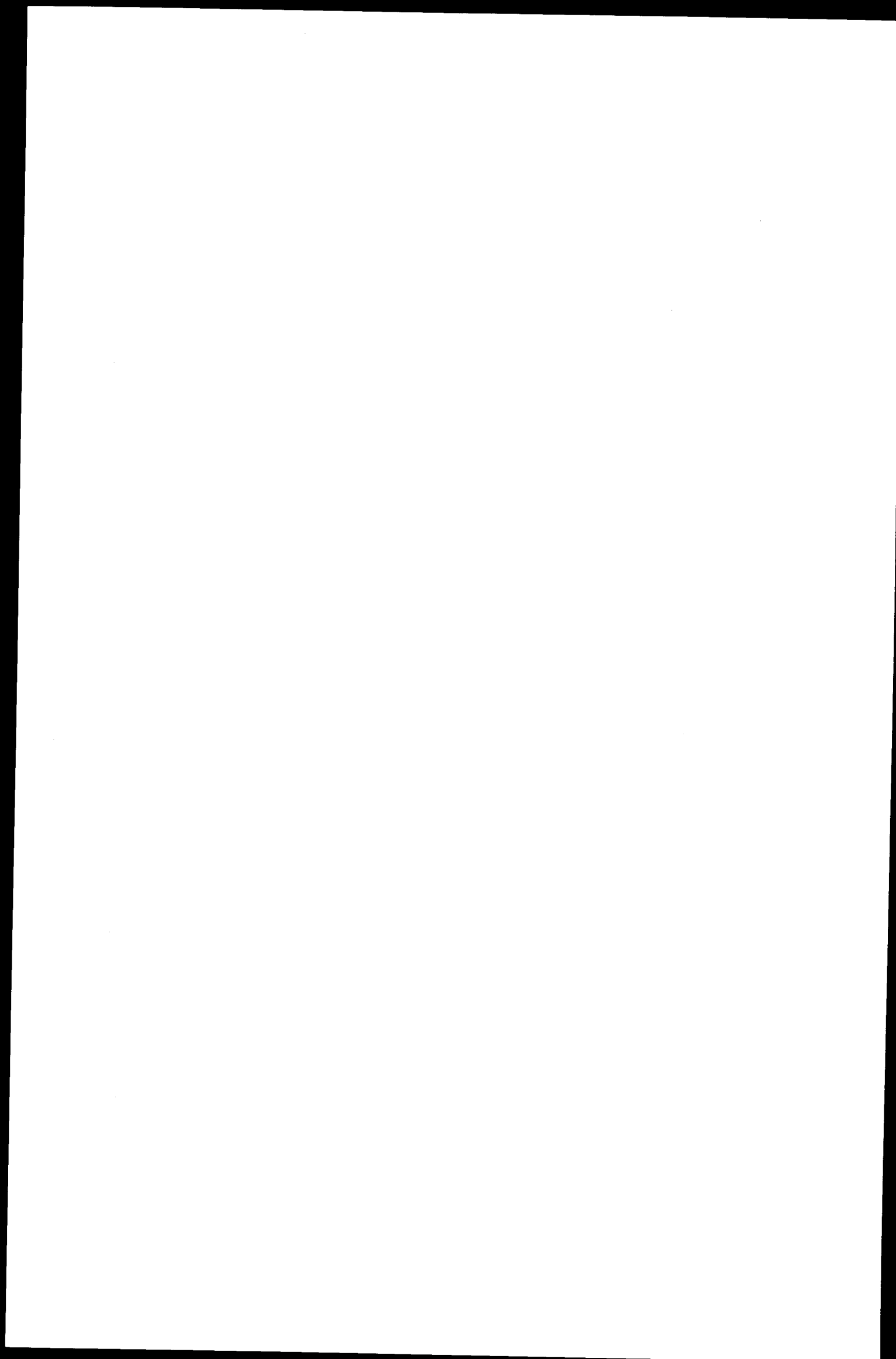


BILD 7



LIMITES TECHNOLOGIQUES D'UTILISATION DES CAISSONS  
EN BETON PRECONTRAINTE

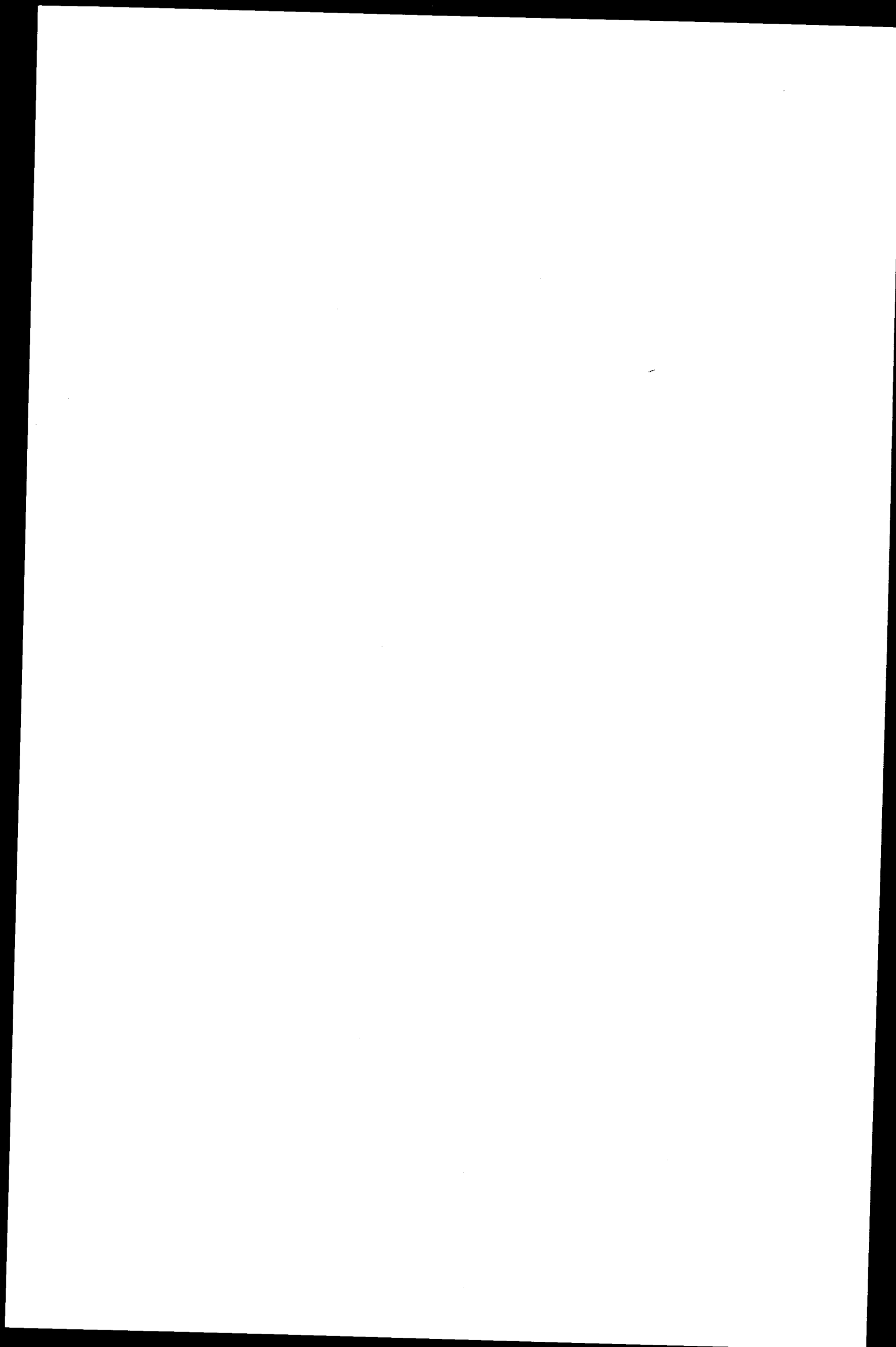
Un moyen de reculer ces limites : le caisson bicouche

P. LAUNAY

Compagnie Industrielle de Travaux - CITRA, Paris

R. LACROIX

Soc. Gen. d'Entreprises - S.G.E., Paris





LIMITE TECHNOLOGIQUE D'UTILISATION  
DES CAISSONS EN BETON PRECONTRAINT --

-----

LE CAISSON BICOUCHE

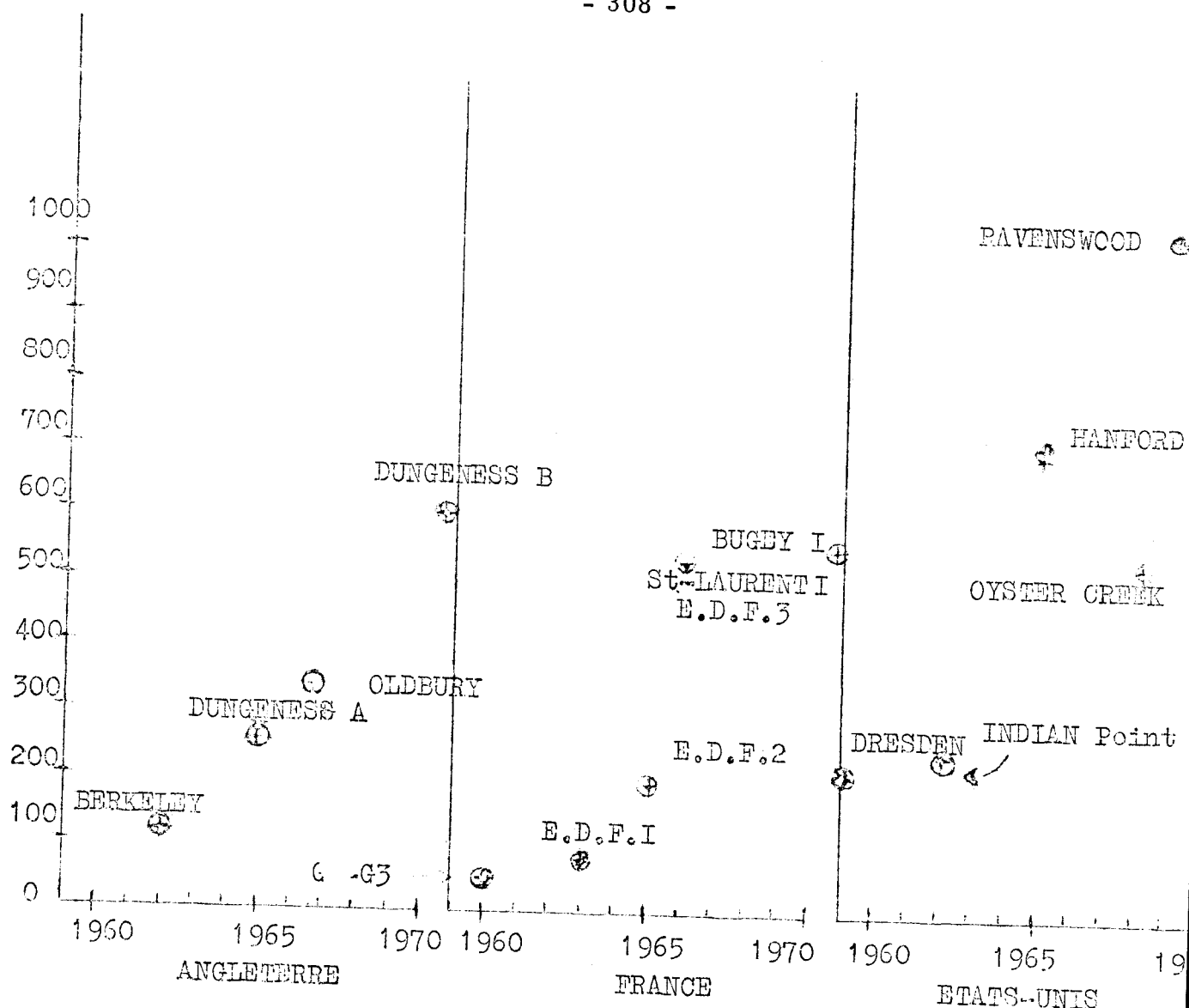
=====

I - EXPOSE DE Mr. LAUNAY

-----

Depuis les premières réalisations de centrales productrices d'énergie électrique d'origine nucléaire il y a un peu plus de dix ans, la puissance unitaire de ces centrales a augmenté très rapidement dans tous les pays ainsi qu'en témoigne le graphique ci-dessous.

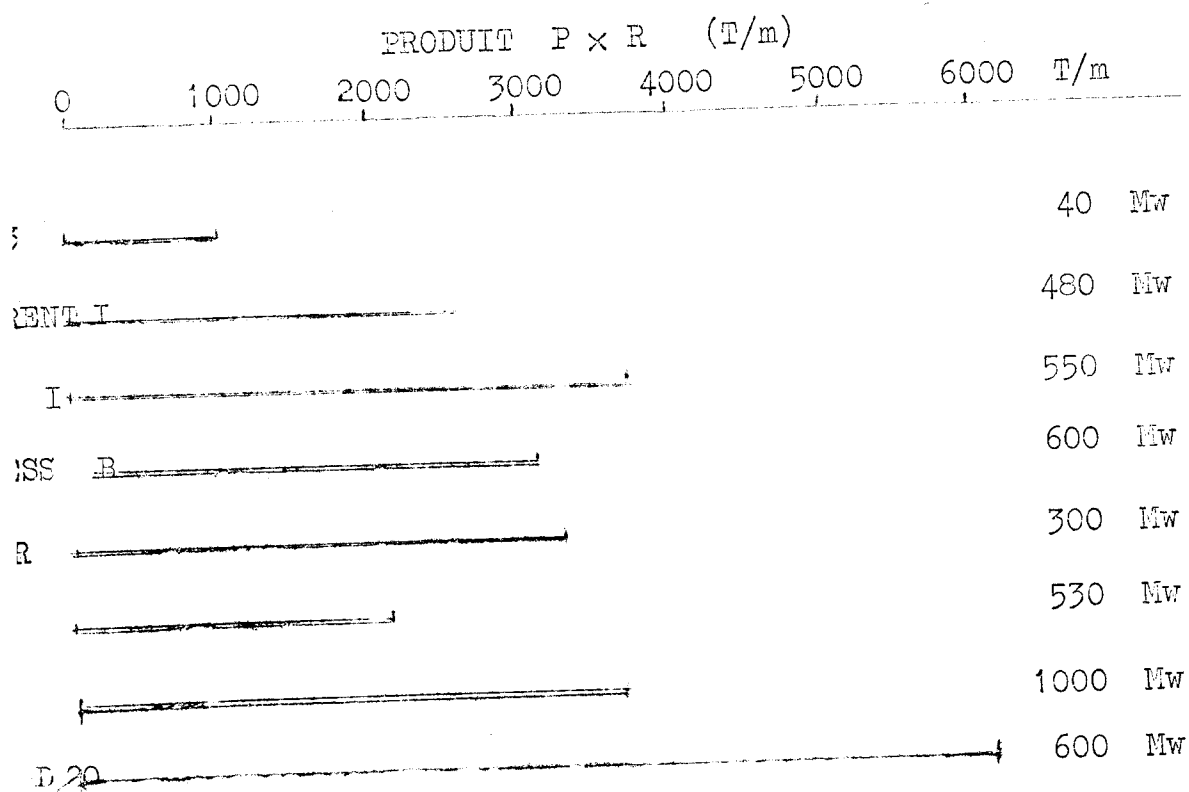
Cette croissance rapide reflète la part de plus en plus importante prise par l'énergie nucléaire dans la production d'électricité des différents pays industrialisés. Elle pousse les constructeurs à étudier des unités de plus en plus puissantes et l'extrapolation des courbes du graphique ci-après permet de considérer comme possible la construction d'unités de 1500 MWe dans les filières ayant atteint actuellement un plein développement industriel, avant que ne soit pris le relais par les réacteurs surgénérateurs.



Si les constructeurs des équipements dits "classiques" peuvent faire face à cet accroissement de puissance unitaire des centrales en multipliant des unités, par exemple 4 boucles de 250 MWe pour un réacteur P.W.R. de 1000 MWe, le constructeur de la cuve du réacteur est confronté lui avec une difficulté croissante, difficulté que l'on est tenté de mesurer par le produit  $P R$  de la pression de service par le rayon du cercle section droite du cylindre qui représente le volume intérieur de la cuve.

L'histogramme suivant donne en tonnes par mètre les produits  $P R$  de quelques réalisations connues et de quelques projets encore au stade de la planche à dessin.

On note immédiatement que les réacteurs à eau légère bénéficient à puissance égale d'un produit P R plus faible que leurs homologues en puissance des autres filières, ce qui explique que les constructeurs de cuves en acier aient pu suivre jusque là l'accroissement des dimensions mais ceci au prix d'une technologie compliquée tendant à établir chaque fois sur le site de la centrale une véritable usine de construction de la cuve dont le poids total (580 t pour un réacteur B W R de 640 MW) interdit le transport.



Ce n'est pas là un des moindres avantages du béton précontraint sur l'acier mais il s'agit moins de démontrer la supériorité dans ce domaine du béton précontraint que de voir si celui-ci n'est pas à son tout limité dans la course aux puissances élevées.

Nous avons au moyen d'un programme de calcul simple fait l'inventaire des possibilités du béton précontraint dans ce domaine en faisant varier:

- les caractéristiques du matériau et les contraintes admissibles,
- le diamètre intérieur du cylindre,
- les sollicitations extérieures essentielles: pression de service et gradient thermique.

Nous donnons ci-après quelques exemples, illustrations graphiques des résultats donnés par ce programme pour quelques cas précis (voir page 5).

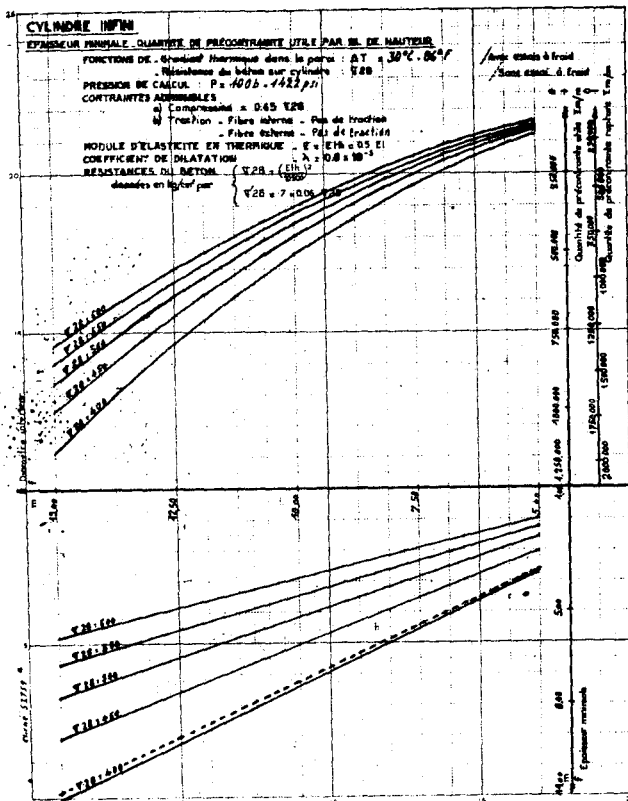
Il faut noter que dans les courbes tirées de ces calculs la quantité définie par "quantité de précontrainte utile" correspond au produit de la force de précontrainte traversant une section verticale de 1 m de hauteur par la longueur de circonférence correspondante.

Les problèmes d'encombrement des câbles de précontrainte n'ont pas été envisagés et dans chaque application il est nécessaire de vérifier que la quantité de précontrainte nécessaire peut être obtenue en respectant les normes habituelles qui règlent les écartements entre câbles, plaques d'ancrages ainsi que les sujétions diverses dues aux traversées.

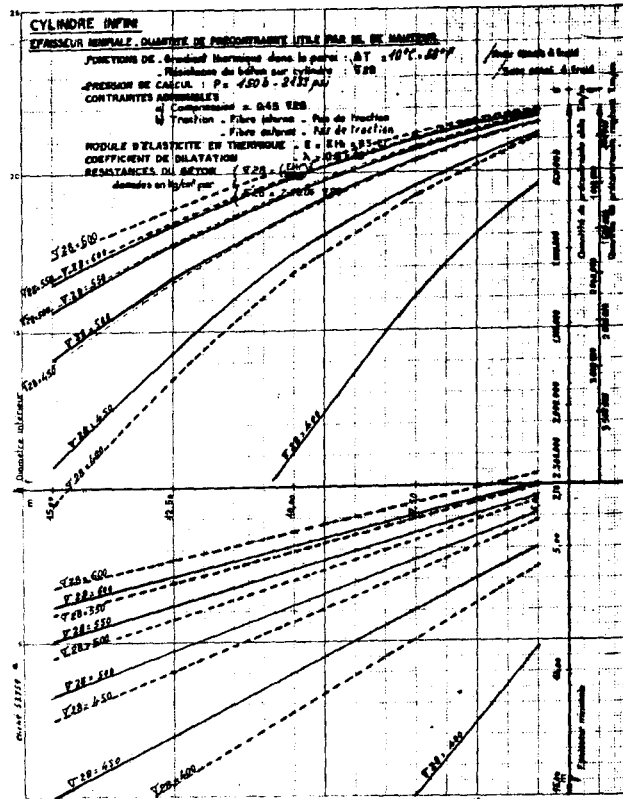
Les courbes montrent de façon évidente l'importance de certains paramètres et de certaines hypothèses sur le dimensionnement du caisson en béton précontraint.

Les sollicitations dues aux contraintes thermiques ont un rôle très important; celles-ci doivent donc être déterminées avec précision. Cette importance est soulignée par l'exemple suivant:

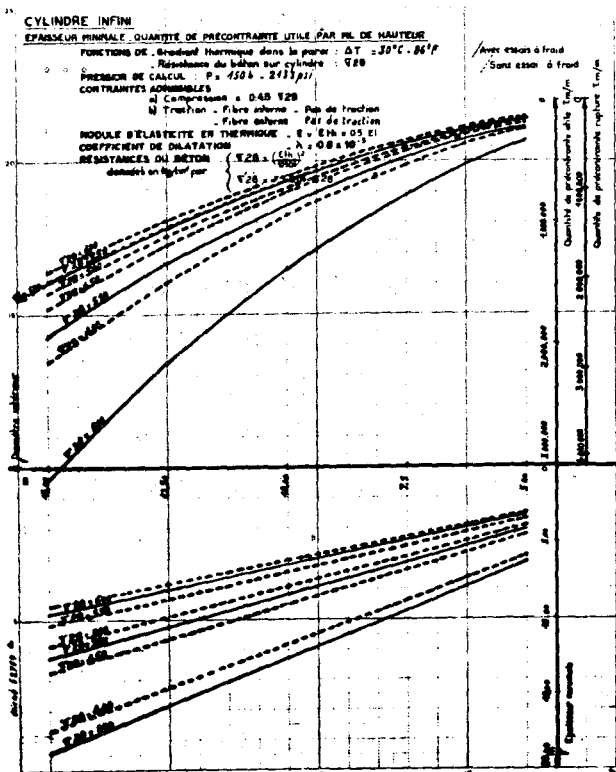
P = 100 b ΔT. 30°



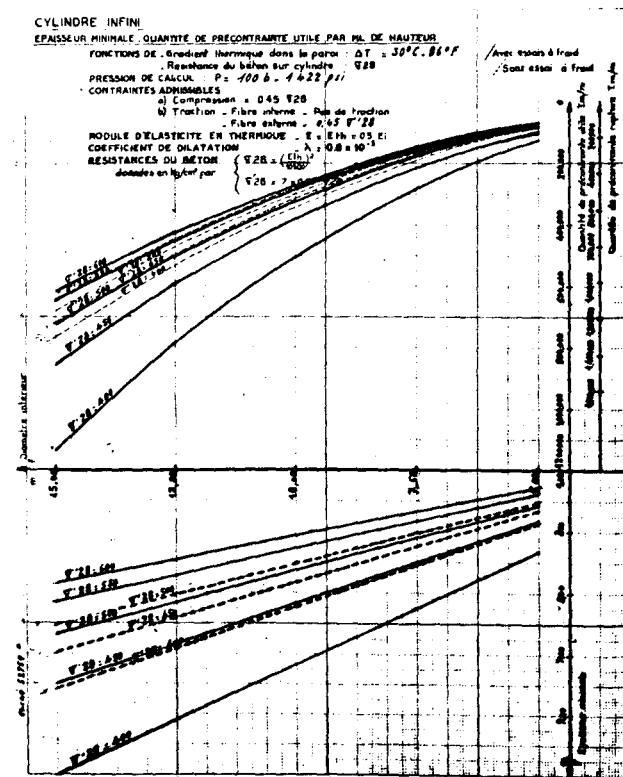
P = 100 b ΔT. 40°



P = 150 b ΔT. 30°



P = 100 b ΔT. 30°



- Béton  $\sigma_{28} = 550 \text{ kg/cm}^2$
- Cavité intérieure  $\varnothing 20,00 \text{ m}$
- Pression  $P = 30 \text{ bars}$
- Gradient thermique  $10^\circ\text{C}$  épaisseur du cylindre  $e = 1,50 \text{ m}$
- Gradient thermique  $30^\circ\text{C}$  épaisseur du cylindre  $e = 2,10 \text{ m}$
- Gradient thermique  $60^\circ\text{C}$  épaisseur du cylindre  $e = 7,20 \text{ m}$

Ceci montre aussi l'intérêt qu'il y aurait à connaître parfaitement la relation liant gradient et contraintes thermiques. Des essais systématiques devraient permettre de lever cette approximation.

Les courbes montrent aussi l'importance primordiale des caractéristiques du béton. Dès maintenant, un projet de caisson en béton précontraint pour réacteur P.W.R. ou H.W.R. nécessite le choix d'un béton ayant une résistance au moins égale à  $600 \text{ kg/cm}^2$ .

Ces quelques remarques déduites de l'examen des courbes nous amènent à déterminer les directions dans lesquelles il faut aller pour reculer les limites technologiques ainsi apparues:

1) Amélioration des performances du matériau de base et meilleure connaissance de son comportement.

Les bétons classiques dont le liant est un ciment et les granulats des roches roulées ou concassées permettent d'obtenir la valeur de  $600 \text{ kg/cm}^2$  à 28 jours (pour s'en tenir au règlement en vigueur)   condition d'employer des matériels adaptés qui peuvent ne pas exister sur place, une composition spéciale généralement discontinue et une mise en place très soignée.

L'utilisation de granulats lourds (barytine et magnétite) coulés pour constituer les murs de protection biologiques des installations nucléaires permet d'obtenir une résistance de l'ordre de  $700$  à  $800 \text{ kg/cm}^2$ . Dans cette catégorie se situe aussi les bétons

obtenus par M. DURIEZ (avec des lenticules de polystyrène) ou M. DUMAS (graviers spéciaux de forme étudiée) permettant d'atteindre 1000 à 1200 kg/cm<sup>2</sup>.

La résine polyester ou époxyde utilisée comme liant permet d'atteindre de très hautes résistances supérieures à 1000 kg/cm<sup>2</sup>.

Mais en contrepartie, avec ces bétons à très haute résistance certains problèmes prennent une importance accrue et nécessitent l'élaboration d'un programme de recherche fondamentale à savoir:

- comportement sous contraintes bi et triaxiales,
- valeur du fluage qui dépasse largement les valeurs actuellement admises,
- valeur du retrait,
- comportement en température.

2) Etude de l'influence des dispositions réglementaires sur le dimensionnement -

Deux exemples sont particulièrement caractéristiques à cet égard:

- le critère de résistance généralement admis par les règlements est la compression à 28 jours d'âge. Aucun caisson n'est en fait sollicité avant 90 jours après le coulage du béton: on peut dire que la reprise dans les règlements à venir d'une clause héritée des règlements faits pour les ouvrages d'art vaut aux utilisateurs une majoration de 10 % environ du prix du caisson.
- de même on a pu voir sur les courbes précédentes l'influence de l'essai de pression dit à froid hérité, lui, des règlements pour les cuves en acier. Rien ne paraît s'opposer à ce que l'essai de pression en surcharge (1,10 ou 1,15 pour les caissons français et anglais, 1,22 pour les P.W.R.) soit effectué à chaud puisqu'en tout état de cause la pression à froid n'a aucune chance de dépasser la limite autorisée par les soupapes de sécurité.

3- Mise au point de structures originales pour constituer  
l'enveloppe -

C'est précisément l'un des objets de cette conférence que de développer les recherches faites dans ce domaine et mon ami Roger LACROIX va vous exposer maintenant ce qu'il a mis au point.

(--)



LIMITE D'UTILISATION DES  
CAISSEMENTS EN BETON PRECONTRAINT

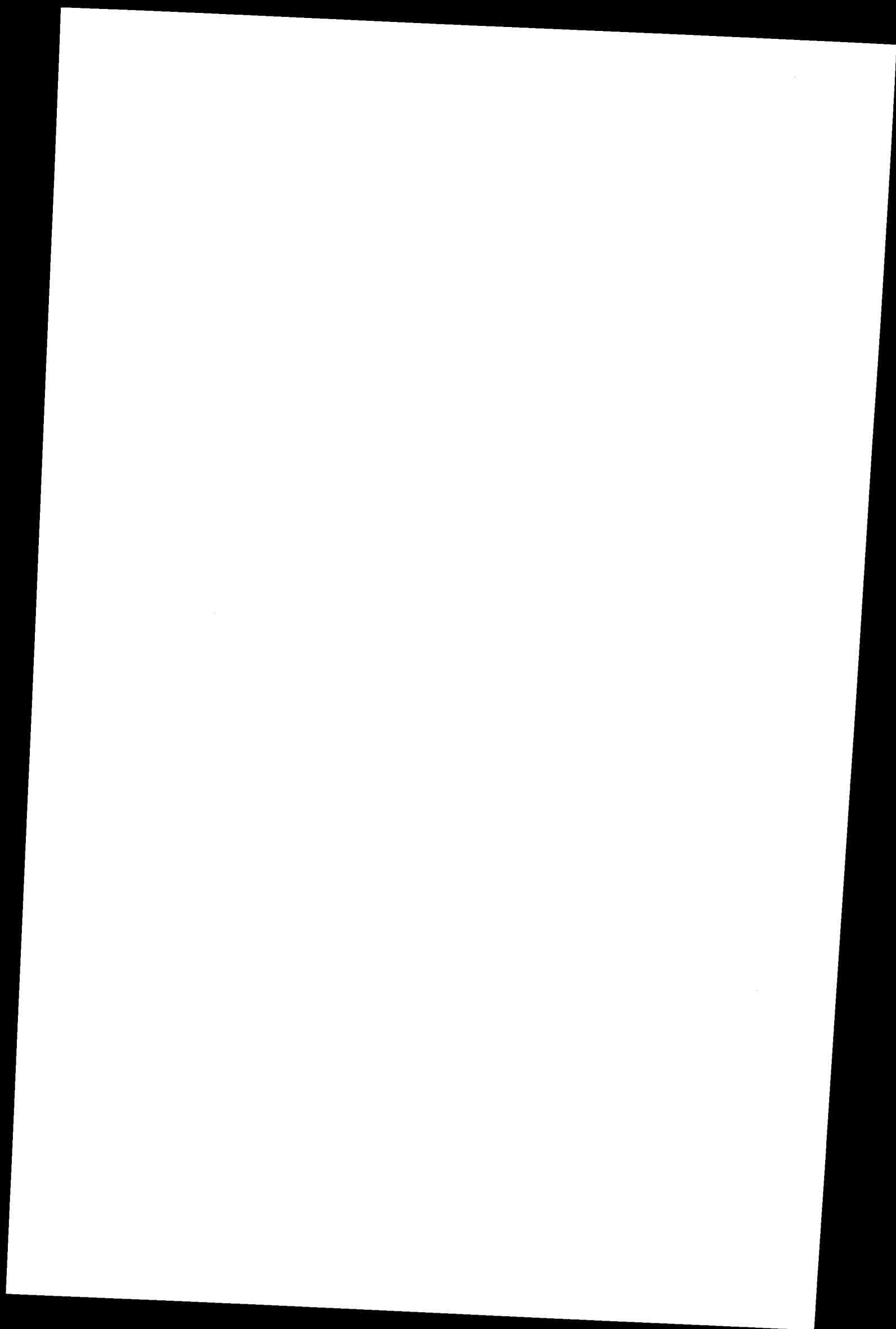
-----

LE CAISSEMENT BICOUCHE

-:-:-:-:-

II - EXPOSE DE MONSIEUR LACROIX

-----



## LE CAISSON BICOUCHE

### I - INTRODUCTION -

L'augmentation des puissances unitaires des centrales nucléaires, et la course à la compétitivité économique, entraînent actuellement une augmentation importante des pressions envisagées des gaz caloporteurs et de leur température, de telle sorte que, comme pour les réservoirs en acier, les caissons en béton précontraint vont être limités à leur tour par des impératifs technologiques.

Pour les caissons du type actuel, deux solutions de rechange sont envisageables.

- 1- Recourir à des bétons de résistance très élevées: béton difficile à mettre au point industriellement et encore plus difficile à mettre en oeuvre en quantité importante.
- 2- Recourir à des épaisseurs importantes de paroi, ce qui entraîne:

- une augmentation encore plus rapide des coûts,
- des difficultés de mise en oeuvre du béton,
- l'accroissement de l'importance des aléas de calculs sur des phénomènes mal connus et difficiles à définir quantitativement, tels que retrait différentiel, contraintes thermiques, migration d'eau et par suite redistribution des contraintes dans une paroi très épaisse et chauffée, etc ....

Devant ces difficultés, différents procédés ont été proposés pour reculer ces limites technologiques d'utilisation du béton précontraint.

Parmi ceux-ci, le procédé bicouche permet tout à la fois de reculer les frontières actuelles d'emploi du béton précontraint, de réaliser des économies importantes pour des caissons de caractéristiques usuelles et surtout d'en améliorer la sécurité.

## II - DESCRIPTION DU PROCEDE BICOUCHE -

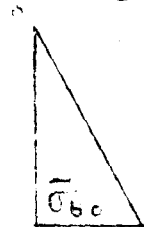
=====

Le principe de la précontrainte consiste à créer artificiellement des efforts dans le béton, de manière à compenser aussi exactement que possible, en tout point, les efforts que peuvent créer les charges auxquelles l'ouvrage doit être soumis.

C'est le cas, pour les ponts en béton précontraint.

Il est possible de trouver un tracé des câbles de précontrainte de telle sorte que, dans chaque section, le diagramme des contraintes, à vide ou avec la surcharge nominale, soit le même.

Diagramme des contraintes dans un pont:



à vide



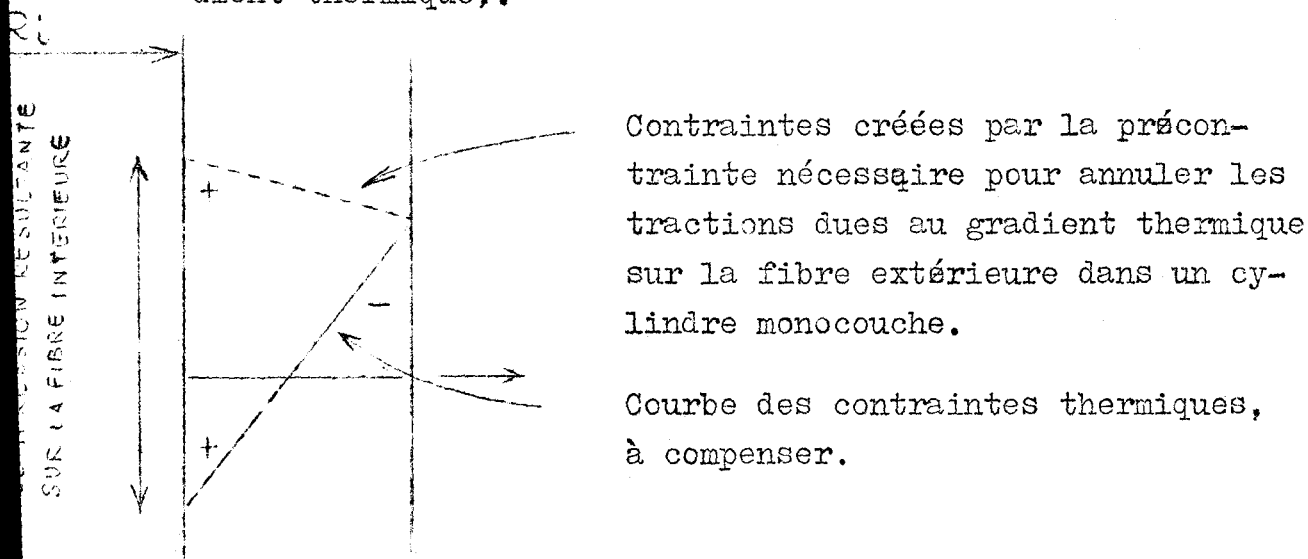
en charge

D'une manière générale, la précontrainte nécessaire dans une section est définie comme une force ayant un excentrement bien déterminé par rapport au centre de gravité de la section. Mais, dans des ouvrages fortement hyperstatique, par exemple pour des coques, quel que soit le tracé des câbles de précontrainte, le grand nombre de liaisons a pour effet d'imposer à la force de précontrainte dans chaque section, un excentrement bien défini.

En d'autres termes, pour un caisson de réacteur, la compatibilité des déplacements avec la continuité de la matière définit des champs de contraintes différents selon que les sollicitations sont dues:

- à la pression du fluide caloporteur qui agit sur la frontière intérieure de la coque;
- à la précontrainte, assimilable à une pression répartie dans les zones périphériques de la coque, les parties intérieures, à cause des radiations, étant interdites aux câbles de précontrainte;
- au gradient de température entre la paroi interne et la paroi externe, dont les effets sont assimilables à ceux d'un moment uniformément réparti dans la coque.

Si, comme précédemment, nous considérons le cas de la partie courante du fût d'un caisson cylindrique, nous voyons que, pour annuler les tractions que le gradient thermique crée dans la moitié extérieure de la paroi, il faut comprimer par précontrainte toute l'épaisseur de la paroi, créant ainsi des compressions dans la partie intérieure (zone chauffée et par suite déjà comprimée par le gradient thermique).



On obtient ainsi, dans un caisson monocouche, des contraintes élevées sur la paroi intérieure. Pour tourner la difficulté, on peut:

- soit augmenter les épaisseurs de paroi nécessaire (moyens limités et dont les inconvénients ont été montrés dans le § 1);

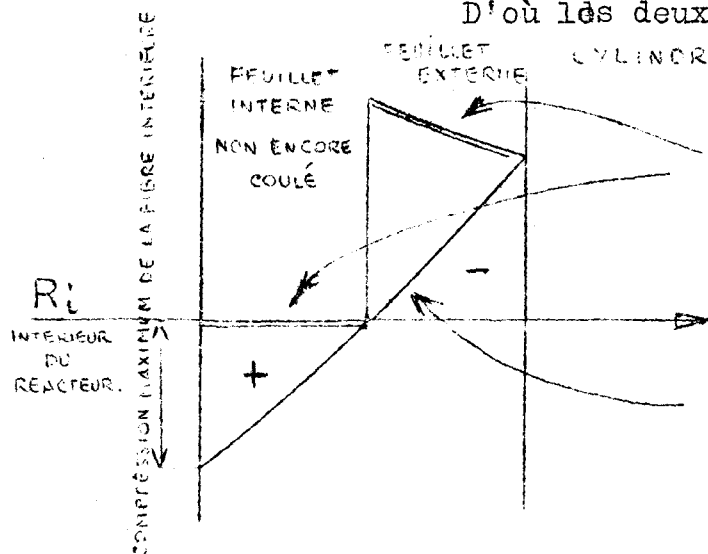
- soit recourir à des bétons de résistances élevées;
- soit augmenter le rapport contraintes admissibles/contraintes de rupture, en se basant par exemple sur des résultats d'essais en biaxial).

Dans ces deux dernières hypothèses, des fluages importants des bétons intérieurs (en outre chauffés) sont à craindre, d'où des redistributions lentes de contraintes, et un risque de fissuration du béton périphérique, dont le vieillissement ne peut qu'augmenter la fragilité.

La solution du problème, puisqu'il est dû au trop grand nombre de liaisons au moment de la mise en tension des câbles de précontrainte, consiste à supprimer les liaisons gênantes.

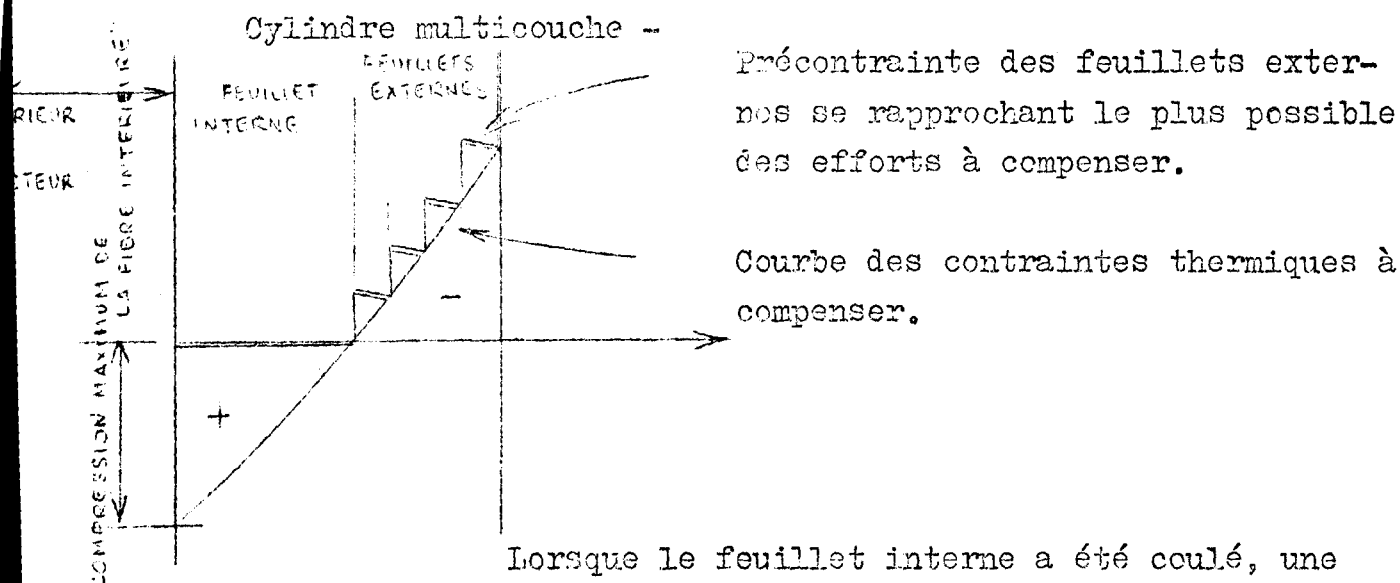
Pour cela, lors de la mise en tension des câbles précontrainte qui doivent comprimer la zone extérieure (pour compenser les tractions dues au gradient thermique), il suffit, seule, cette zone existe, ou qu'elle soit séparée de la zone intérieure par un joint temporaire permettant des déplacements radiaux du cylindre extérieur (appelé feuillet externe) par rapport au cylindre intérieur (appelé feuillet interne).

D'où les deux diagrammes ci-dessous:



Contraintes créées par la précontrainte de première phase (précontrainte du feuillet externe).

Courbe des contraintes thermiques compenser.



Lorsque le feuillet interne a été coulé, une précontrainte de deuxième phase destinée à compenser les effets de la pression dans toute l'épaisseur de la paroi est appliquée à l'ensemble du fût.

En conclusion, le procédé bicouche consiste à orienter les différentes phases de construction du fût d'un caisson (dans les caissons de type actuel, le fût est constitué de six plots initialement indépendants, puis clavés), de manière à construire d'abord le feuillet externe et à lui appliquer une précontrainte de première phase. Après construction du feuillet interne et application à l'ensemble des deux feuillets rendus monolithiques, d'une précontrainte de deuxième phase, on obtient ainsi une précontrainte mieux adaptée aux sollicitations que le caisson subira durant l'exploitation de la Centrale.

### III - EXEMPLE DE CAISSON BICOUCHE -

Pour une Centrale actuellement en projet, une étude complète de caisson de conception bicouche a été établie et a fait l'objet d'une proposition de prix.

Les clichés n° 6 - 7 - 8 donnés en annexe définissent quelques caractéristiques du caisson projeté et la méthode de construction retenue.

Comme à St-LAURENT-des-BAUX, un corset intérieur (de 25 cm d'épaisseur) sera coulé en premier lieu et permettra très rapidement de disposer de la cavité intérieure.

Après l'achèvement du feuillet externe et pendant l'introduction des pièces lourdes dans le caisson, les câbles de précontrainte horizontaux et verticaux de première phase sont mis en tension, puis après un délai, dont l'amplitude a été définie sur maquette, permettant qu'une partie du fluage du feuillet externe s'effectue, on coule le feuillet interne.

Après achèvement du béton du caisson, les câbles de deuxième phase sont tous mis en tension, comme dans les caissons actuels.

Une maquette partielle de ce caisson (cf. clichés 1 - 2 - 3 - 4 - 5) a été réalisée sur le site de CHINON.-- La campagne d'essai, menée en collaboration avec E.D.F., comprenait:

- 1) L'étude du décrochement de précontrainte et de son évolution dans le temps.
- 2) Des cycles de pression en phase élastique.
- 3) Un essai de fissuration (Pression de fissuration mesurée: 49 bars).
- 4) Un essai à la rupture (Pression de rupture mesurée: 103 bars)..

L'étude de cette maquette a permis de montrer la stabilité du décrochement de précontrainte au cours du temps.



#### IV - LA SECURITE DANS LES CAISSEES EN BETON PRECONTRAINTE

=====

##### AVANTAGES DU PROCEDE BICOUCHE -

Dans un ouvrage en béton précontraint, les impératifs de la sécurité imposent de vérifier la valeur de deux paramètres:

- Le coefficient de sécurité à la fissuration (en général, très faible, mais suffisant, dans un ouvrage classique, lorsque les contraintes admissibles fixées réglementairement sont respectées).
- Le coefficient de sécurité à la rupture sous surcharge majorée.

Le caractère exceptionnel des caissons en béton précontraint pour réacteur nucléaire, et les conséquences catastrophiques que pourrait avoir un accident, imposent pour ce type d'ouvrage, de ne point se contenter des errements habituels, mais d'étudier en détail les schémas de ruine possible.

Dans la plupart des filières, des dispositifs de sécurité permettent de limiter la pression, quoi qu'il arrive, à une valeur nominale, prise en compte dans les calculs de Génie Civil, et qui n'est que légèrement supérieure à la pression de service normale.

De même, des dispositions peuvent être prises en cours d'exploitation, pour que le gradient thermique pris en compte dans les calculs ne soit pas dépassé. En cas de défaillance locale ou généralisée du calorifuge, on peut en particulier augmenter la vitesse des fluides dans les circuits de refroidissement, refroidir ces fluides par des groupes frigorifiques, conditionner la nef pile à des températures élevées, etc .....

L'exploitation de ces divers palliatifs permettrait dans certain projet d'évacuer des flux à travers le calorifuge, dix fois supérieurs à ceux prévus, sans pratiquement changer le gradient de température dans les parois du caisson.

On a là un coefficient de sécurité autrement important que le coefficient de sécurité à la fissuration du caisson vis-à-vis des contraintes thermiques.

En résumé, bien que la pression nominale ne puisse pas être dépassée, il est certes important de disposer d'un coefficient de sécurité à la rupture de l'ordre de 2 ou 3, vis-à-vis de cette pression nominale. Mais, plutôt que par une surpression accidentelle, nous croyons que le processus de ruine le plus probable du caisson consiste en l'affaiblissement de la précontrainte, par vieillissement ou corrosion d'une partie des câbles. Dans cette hypothèse, heureusement peu probable, d'une maladie systématique des câbles, que la rupture soit entraînée par la corrosion de 50 % des câbles ( $k_r = 2$ ) ou de 67 % ( $k_r = 3$ ), le degré de sécurité est le même.

Donc, si une telle éventualité se produit, la seule condition essentielle est que l'on puisse s'en rendre compte sans ambiguïté, et mettre le réacteur hors service ou en marche réduite.

La sécurité exige donc que la rupture ne se produise pas sous forme explosive sans fissuration préalable du béton, et que le réacteur ne soit pas déjà fissuré pour d'autres raisons (sous contrainte thermique par exemple).

Or, avec un caisson de type classique, la résistance du béton à la traction est du même ordre de grandeur que la force exercée par la pression interne, si bien que le béton peut résister à une pression donnée, le câblage étant défaillant. Si la pression augmente, le béton se fissure brusquement et les câbles intacts sont insuffisants pour reprendre les efforts brusquement libérés. D'où le risque d'une rupture explosive.

Au contraire, le béton du caisson bicouche, plus mince, offre une moindre résistance à la rupture, et se fissurera donc plus rapidement, ce qui permet aux câbles de précontrainte de pouvoir encore reprendre l'effort de traction dû à la pression. Cet aspect de non fragilité du béton correspond à une notion classique en béton armé; les constructeurs savent bien que pour une pièce en béton soumise à un effort de traction donné, le risque de fissuration large est plus grand avec une pièce de forte section faiblement armée qu'avec une pièce plus faible, mais où la même section correspondra à un pourcentage plus favorable. M. GUYON , Béton Précontraint, Tome I, Chapitre XVII, 3ème partie (Eyrolles, éditeur), relate l'exemple de poutres qui, soumises à des essais à la flexion, volent brusquement en éclat sans fissuration préalable, sous une charge voisine de la charge de fissuration.

En résumé, un caisson en béton précontraint doit avoir un coefficient de sécurité à la fissuration plus important qu'un ouvrage classique, de manière que la fissuration en cours d'exploitation constitue un signal d'alarme impératif.

Ceci impose que les aléas de calcul, particulièrement sur les contraintes thermiques, encore mal connus, soient couverts par des hypothèses très pessimistes représentant une enveloppe des efforts probables.

En conclusion, les avantages du bicouche au point de vue sécurité consistent dans:

- La possibilité de diminuer les contraintes importantes de compression sur les parois internes (caisson chaud et hors pression), génératrices de fluage et de redistribution des contraintes.
- La possibilité de réduire les épaisseurs de paroi nécessaire (cf. § 1).

- La possibilité d'avoir un coefficient de sécurité à la fissuration important, au moindre prix, en comprimant fortement le feuillet externe, de manière à reprendre les contraintes thermiques si importantes soient-elles.
- La possibilité d'éviter la rupture explosive sans fissuration préalable.

## V - LES REACTEURS DE L'AVENIR -

### POSSIBILITE DU BICOUCHE -

Le procédé bicouche consiste à adapter au plus près, les efforts de précontrainte aux sollicitations auxquelles est soumis le caisson; il permet donc de reculer les limites technologiques d'emploi du béton précontraint.

A qualité égale de béton, le bicouche permet de réduire fortement les épaisseurs nécessaires.

L'avènement de béton à haute résistance nécessaire pour les caissons monocouches de caractéristique élevée, est également intéressant pour les caissons bicouches et permet de reculer d'autant leurs frontières d'utilisation.

Les clichés 9 - 10 - 11 - 12 définissent quelques dimensionnements possibles (hypothèses de calcul identiques à celles adoptées pour la Centrale de FESSENHEIM) pour quelques réacteurs extrapolés des projets actuels.

On voit que les épaisseurs nécessaires pour certains projets de monocouche nécessiteraient de toute manière, pour des problèmes de retrait, le coulage du béton, en plusieurs anneaux concentriques.

On doit être amené dans l'avenir, de toute façon, à faire du multicouche .....

On constate également qu'avec la conception bicouche, on peut reprendre sans inconvénient de forts gradients de température dans les parois.

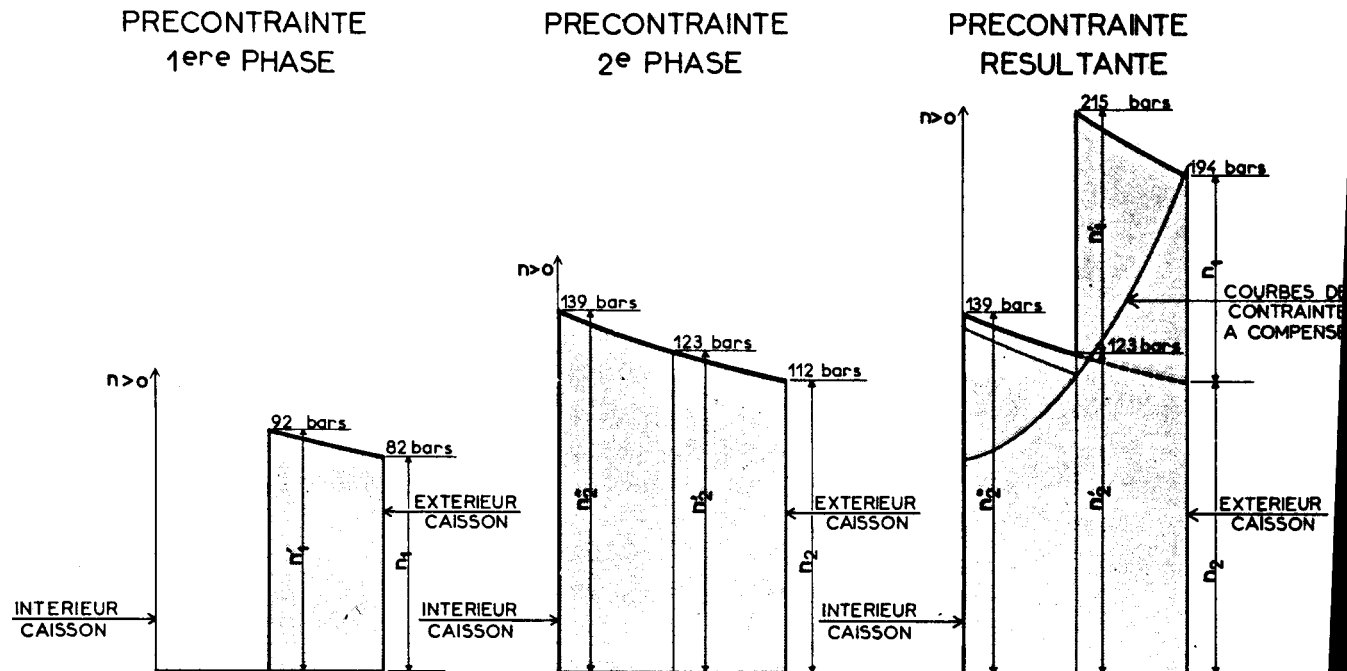
Au point de vue des contraintes, une solution béton tiède, en bicouche, est d'ores et déjà tout à fait envisageable.

Pour des filières, où la mise au point de calorifuge efficace est difficile, ou sa mise en oeuvre très onéreuse, la technique bicouche permet de définir des caissons pouvant supporter des gradients de l'ordre de 50 à 100°C, de prix comparable au point de vue Génie Civil, à des caissons monocouches pouvant supporter des gradients de l'ordre de 20 à 40°C.

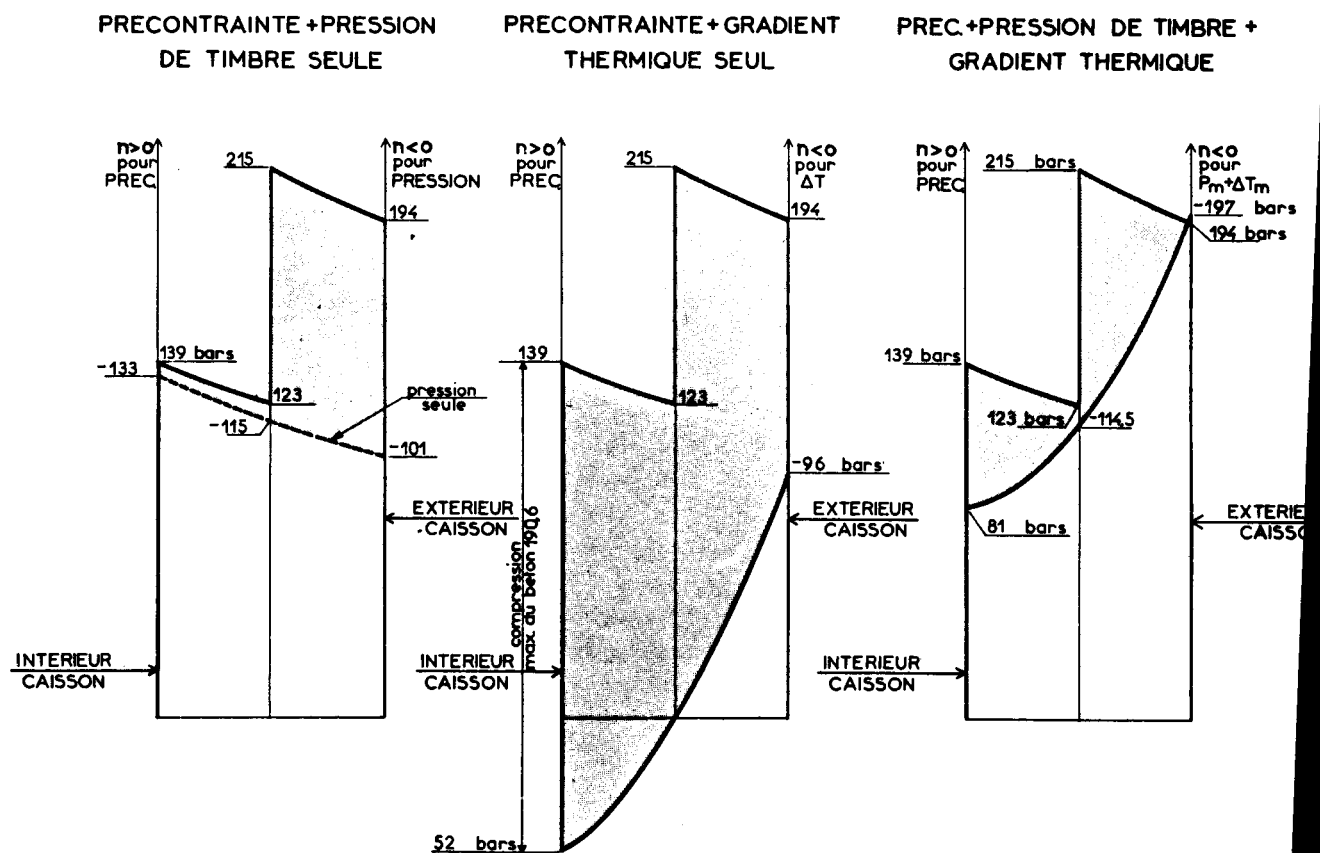
# CENTRALE DE FESSENHEIM ( 700MW ) MAQUETTE

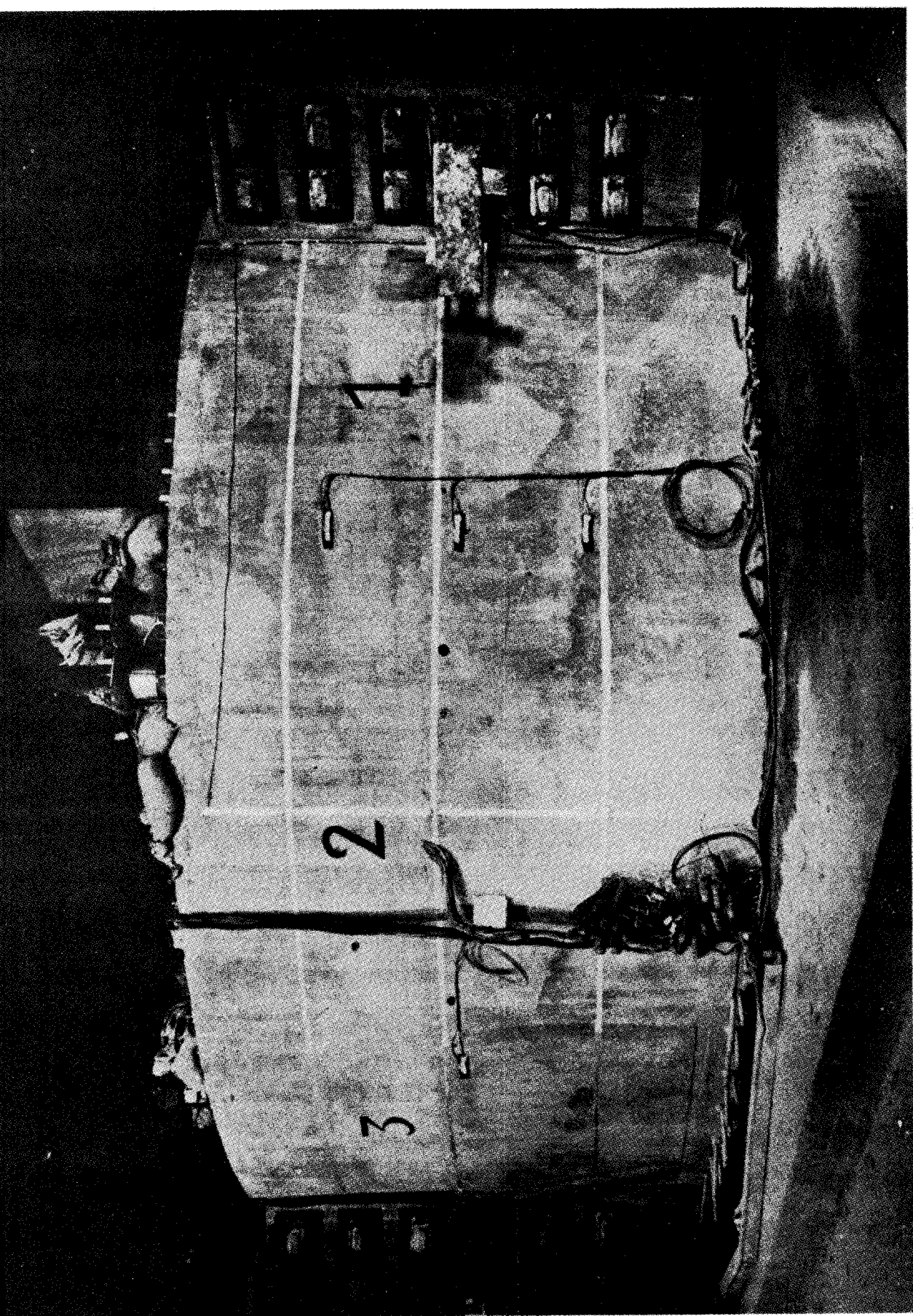
## DIAGRAMME DE CONTRAINTES

PRECONTRAINTE (chiffres expérimentaux)  
(aucun transfert de contrainte par fluage n'a été décelé)



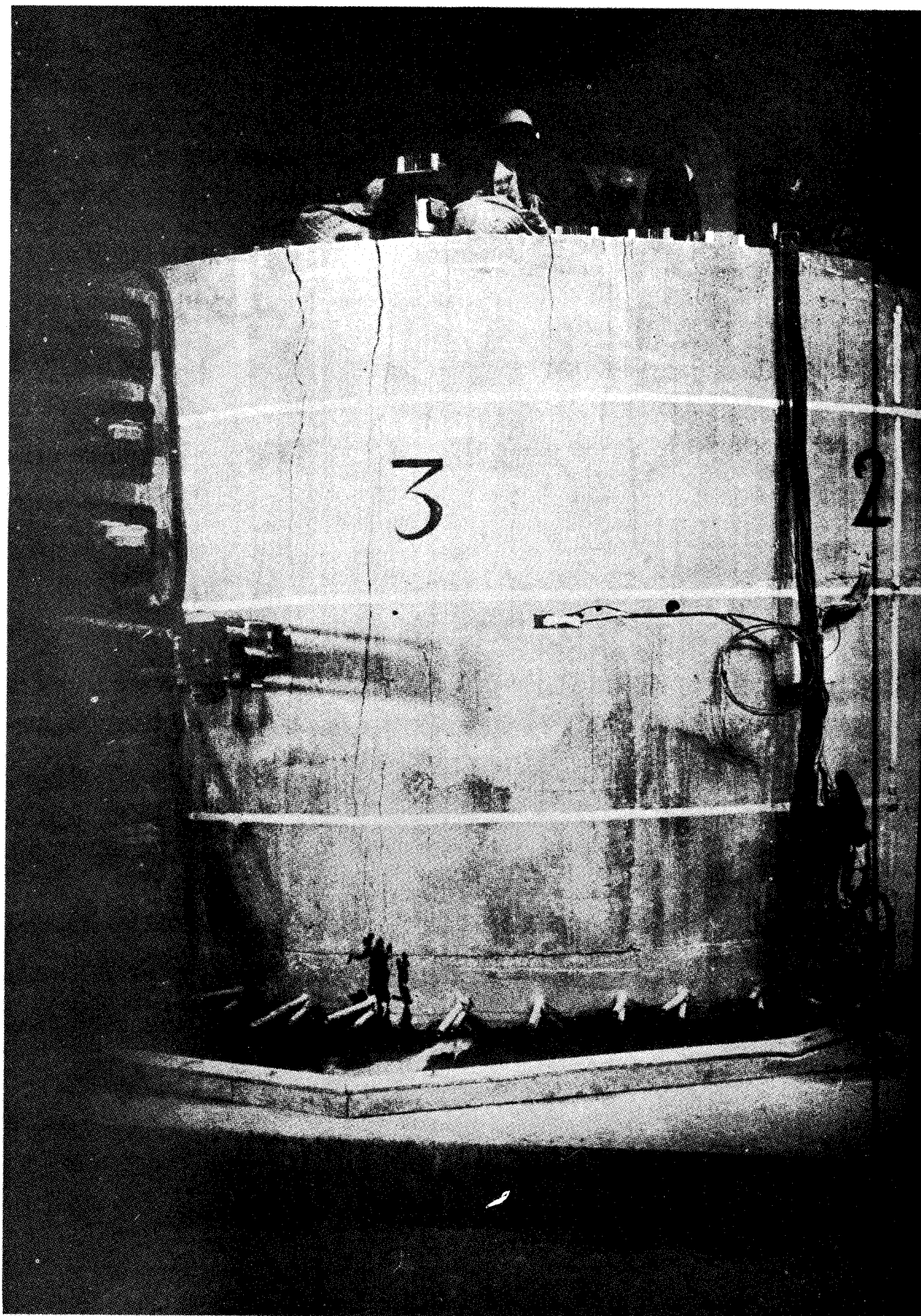
## FONCTIONNEMENT





CENTRALE DE FESSENHEIM      MAQUETTE A L'ECHELLE 1/3

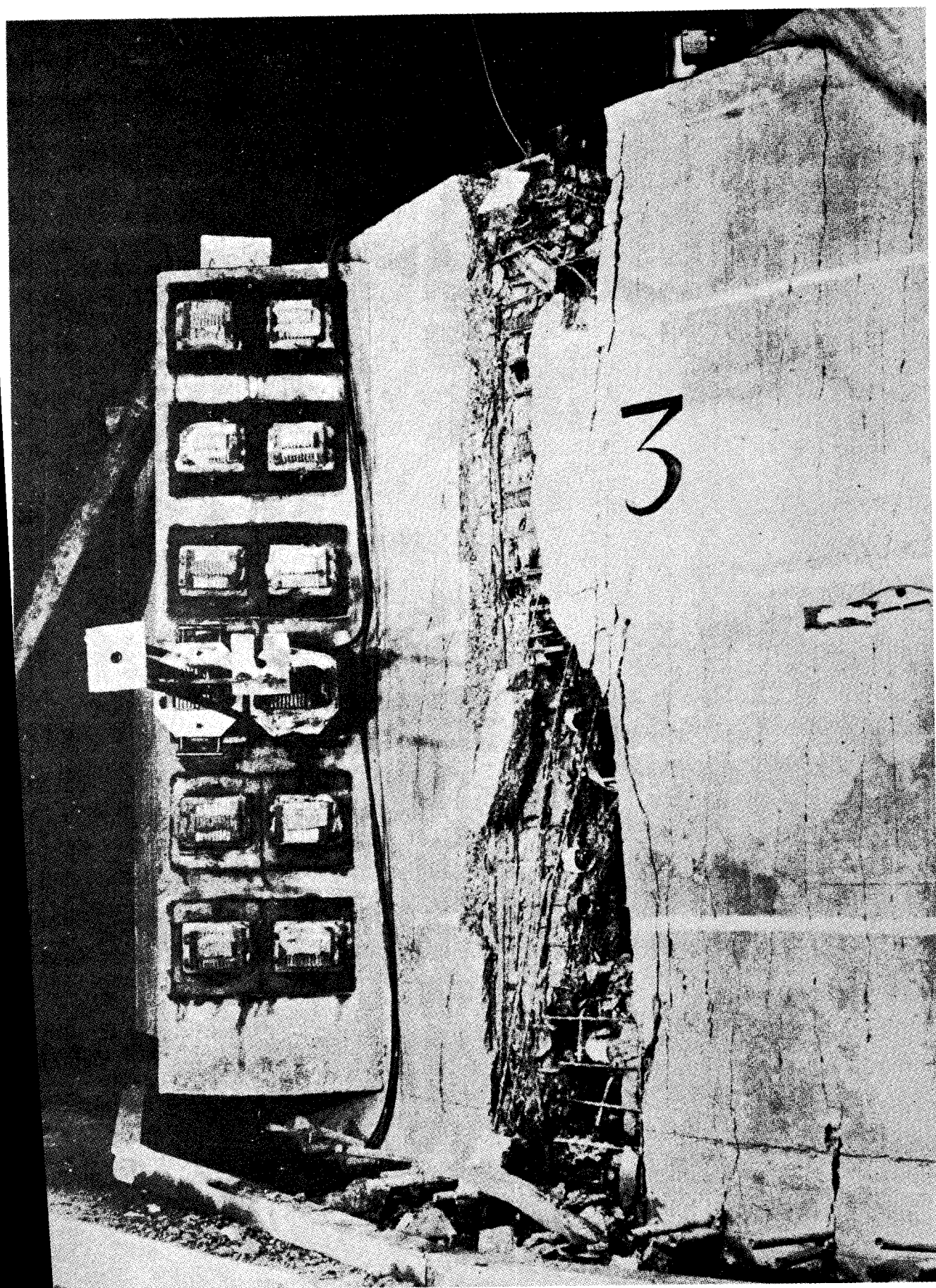




CENTRALE DE FESSENHEIM

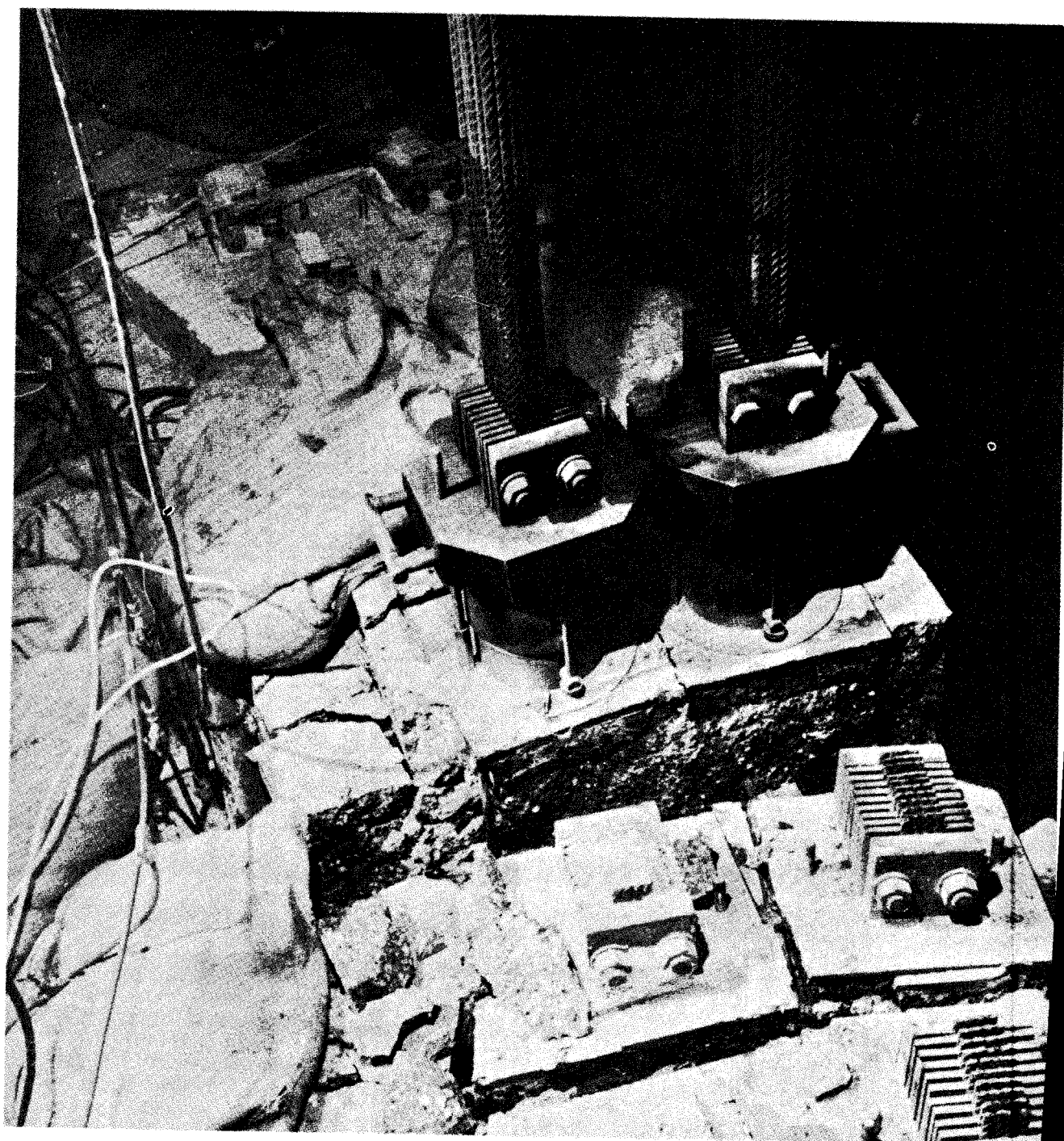
FISSURATION DE LA MAQUETTE





CENTRALE DE FESSENHEIM

RUPTURE DE LA MAQUETTE



CENTRALE DE FESSENHEIM

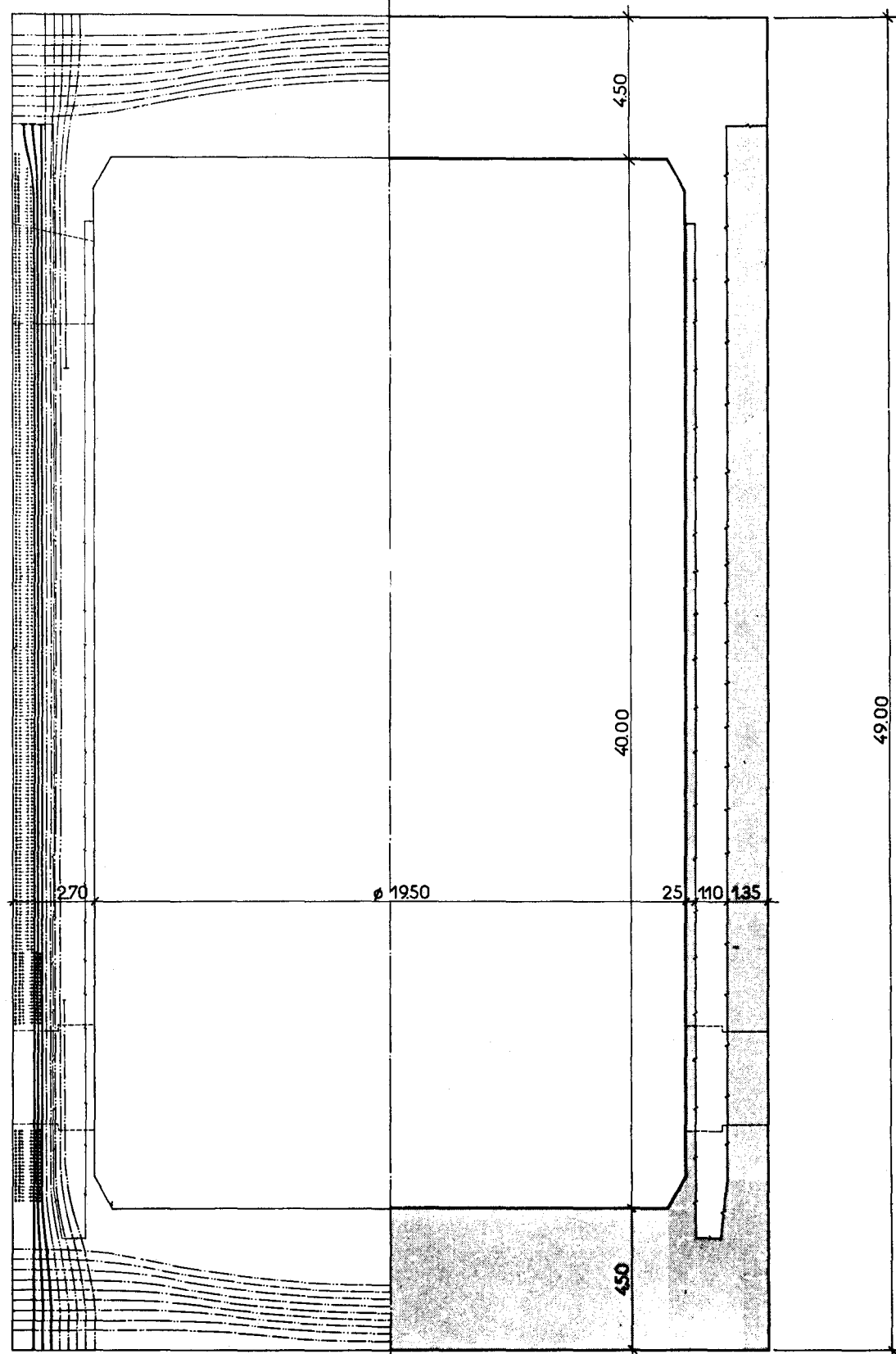
RUPTURE DE LA MAQUETTE

# CENTRALE DE FESSENHEIM ( 700MW )

## ELEVATION DU CAISSON

CABLAGE

COFFRAGE



### LEGENDE

CABLES  
1<sup>re</sup> PHASE

CERCES  
VERTICAUX



CABLES  
2<sup>eme</sup> PHASE

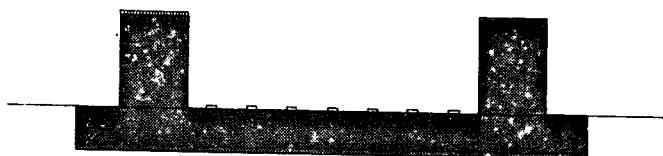
CERCES  
VERTICAUX



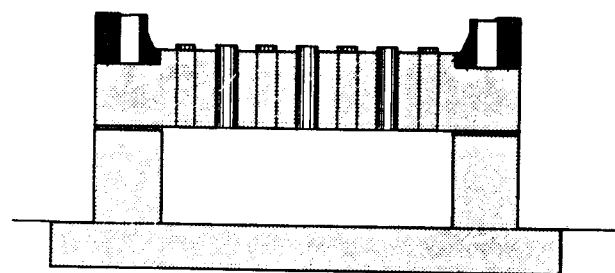
# CENTRALE DE FESSENHEIM (700 MW)

## METHODE DE CONSTRUCTION DU CAISSON

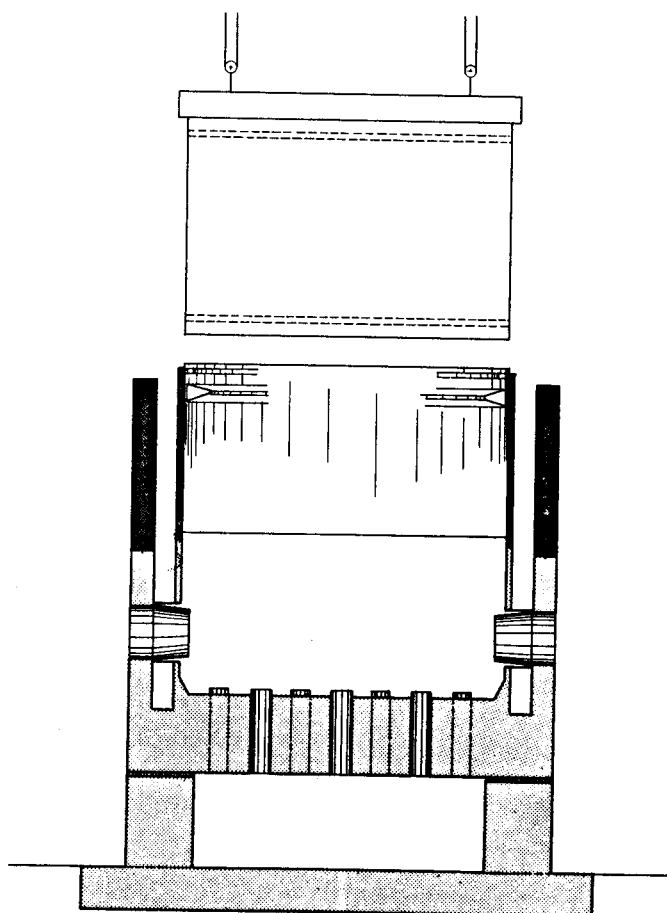
① FONDATIONS



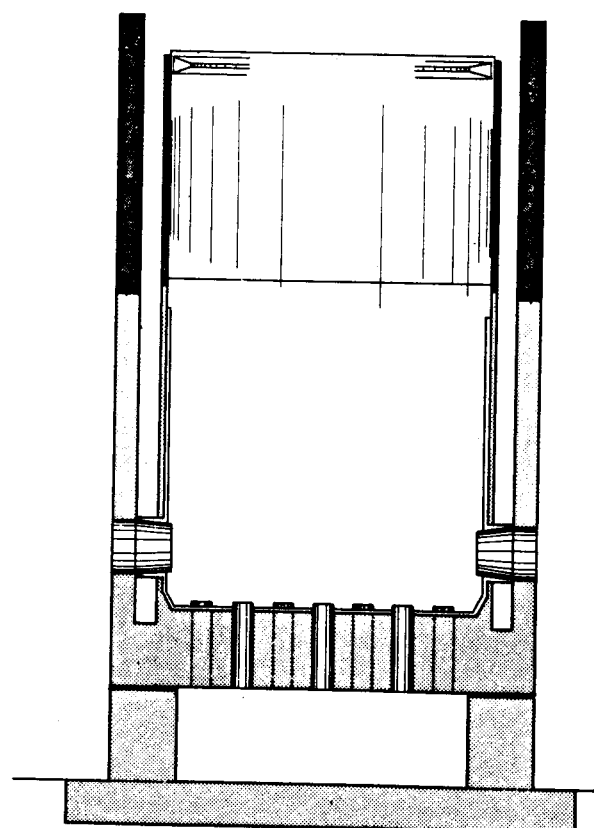
② B.T.I.



③ FUT-FEUILLET EXTERNE



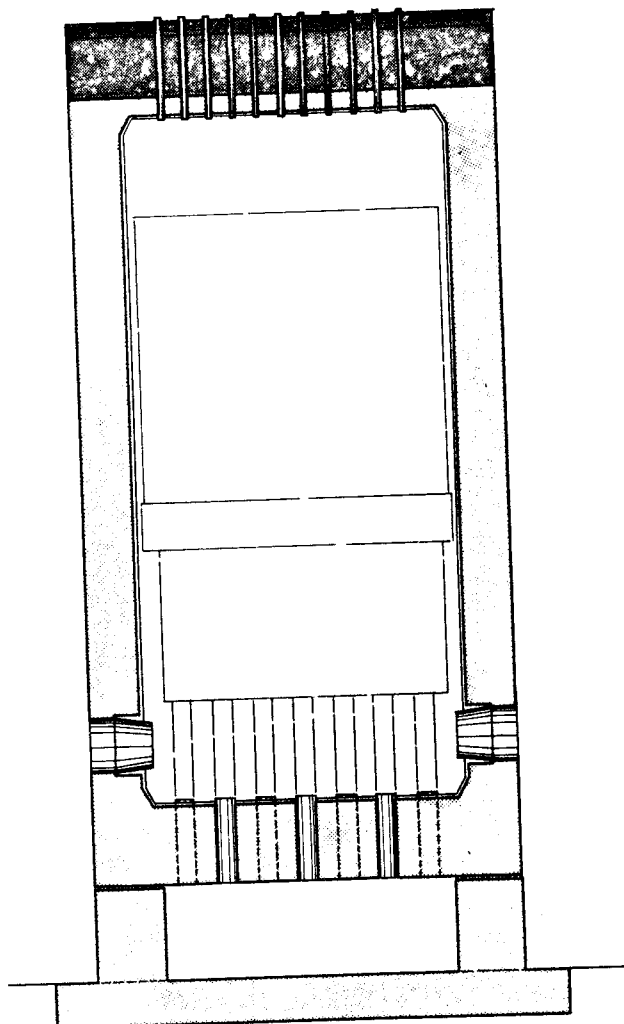
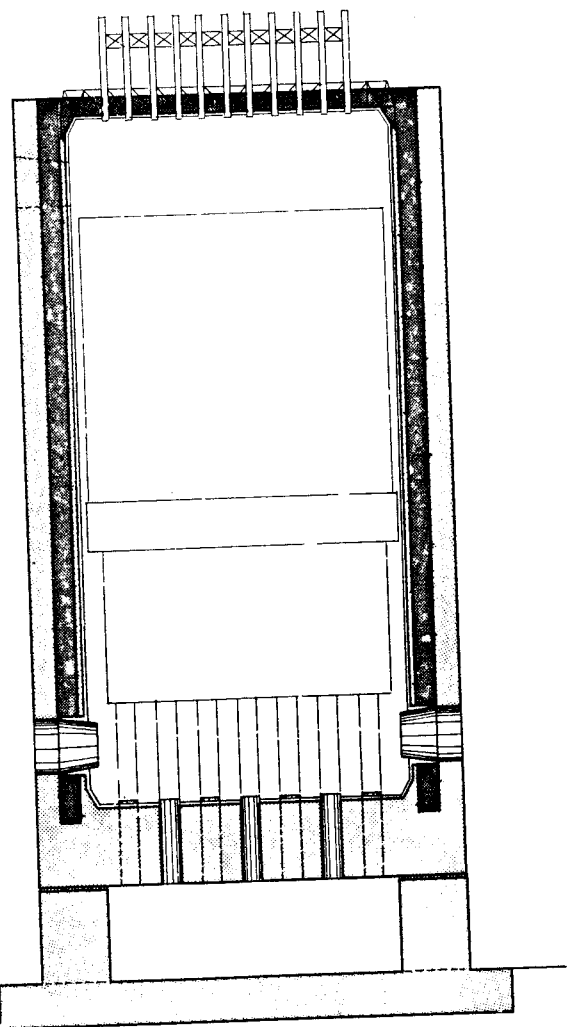
④ FUT-FEUILLET INTERNE



# CENTRALE DE FESSENHEIM (700 MW)

⑤ B.T.S.

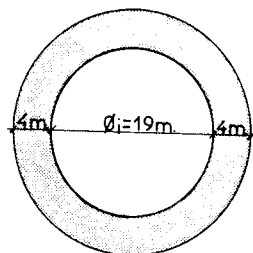
⑥ FIN DE CONSTRUCTION



# CAISSONS EN BETON PRECONTRAIT Pour Reacteurs Nucleaires

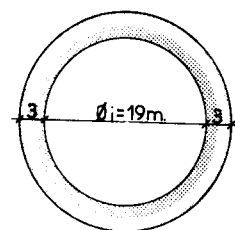
DIMENSIONNEMENT POSSIBLE POUR  $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing_i = 19 \text{ m.} \\ P_i = 50 \text{ bars} \\ \Delta T_e = 50^\circ\text{C} \end{array} \right.$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 4 \text{ m.}$



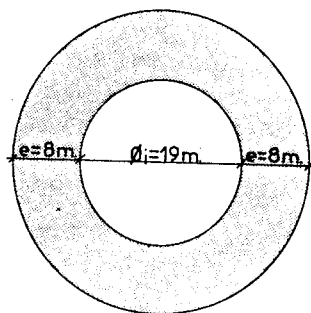
$\sigma_{28} = 600 \text{ bars}$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 3 \text{ m.}$



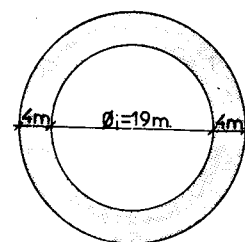
$\sigma_{28} = 550 \text{ bars}$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 8 \text{ m.}$



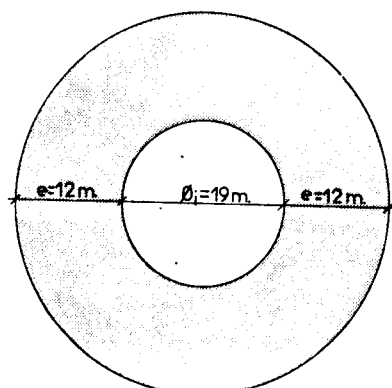
$\sigma_{28} = 500 \text{ bars}$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 4 \text{ m.}$



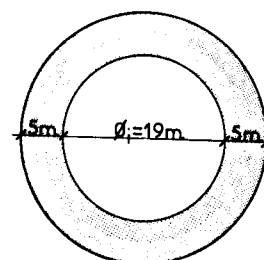
$\sigma_{28} = 450 \text{ bars}$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 12 \text{ m.}$



$\sigma_{28} = 430 \text{ bars}$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 5 \text{ m.}$



$\sigma_{28} = 400 \text{ bars}$

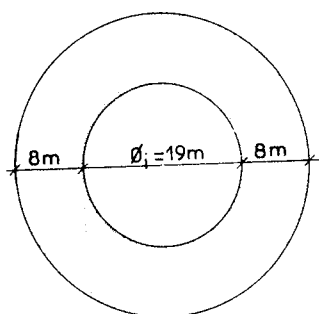
ECONOMIE MOYENNE  
DE MATERIAU = 50%

# CAISSONS EN BETON PRECONTRAIT

## Pour Reacteurs Nucleaires

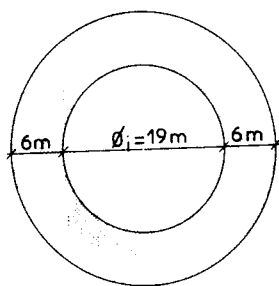
DIMENSIONNEMENT POSSIBLE POUR  $\left\{ \begin{array}{l} \phi_i = 19 \text{ m.} \\ P_i = 100 \text{ bars} \\ \Delta T_e = 50^\circ \text{C} \end{array} \right.$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 8\text{m}$



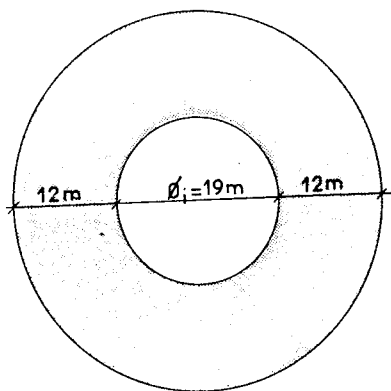
$$\sigma_{28} = 650 \text{ bars}$$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 6\text{m}$



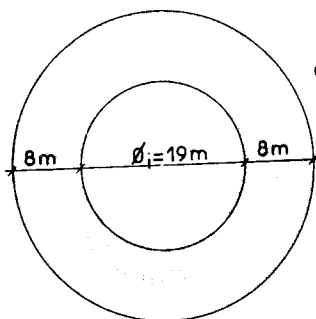
$$\sigma_{28} = 620 \text{ bars}$$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 12\text{m}$



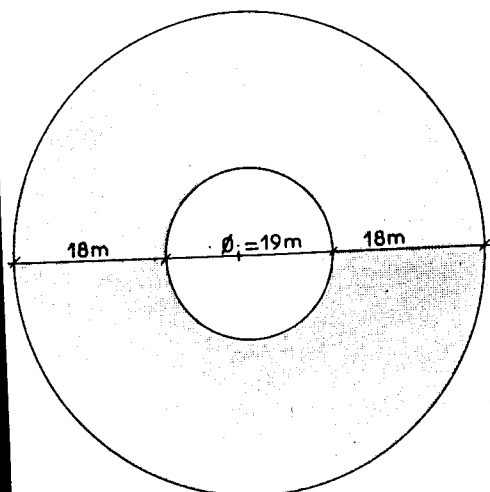
$$\sigma_{28} = 525 \text{ bars}$$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 8\text{m}$



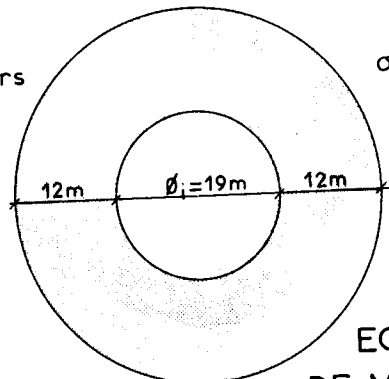
$$\sigma_{28} = 530 \text{ bars}$$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 18\text{m}$



$$\sigma_{28} = 445 \text{ bars}$$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 12\text{m}$



$$\sigma_{28} = 450 \text{ bars}$$

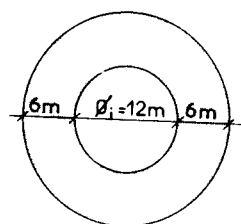
ECONOMIE MOYENNE  
DE MATERIAU = 40%



# CAISSONS EN BETON PRECONTRAIT Pour Reacteurs Nucleaires

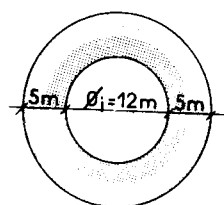
DIMENSIONNEMENT POSSIBLE POUR  $\left\{ \begin{array}{l} \phi_i = 12 \text{ m.} \\ P_i = 150 \text{ bars} \\ \Delta T_e = 60^\circ \text{C} \end{array} \right.$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 6 \text{ m}$



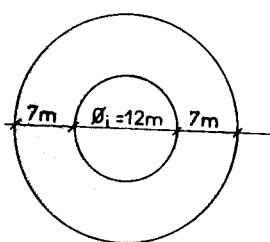
$$\sigma_{28} = 800 \text{ bars}$$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 5 \text{ m}$



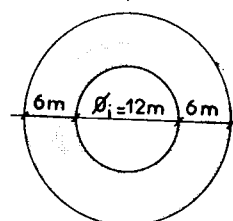
$$\sigma_{28} = 775 \text{ bars}$$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 7 \text{ m}$



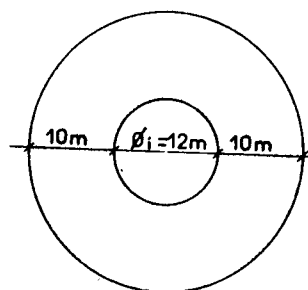
$$\sigma_{28} = 750 \text{ bars}$$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 6 \text{ m}$



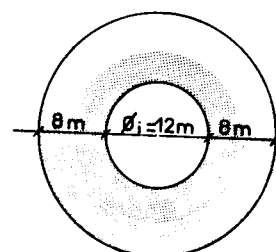
$$\sigma_{28} = 715 \text{ bars}$$

CAISSON MONOCOUCHE  
 $e = 10 \text{ m}$



$$\sigma_{28} = 635 \text{ bars}$$

CAISSON BICOUCHE  
 $e = 8 \text{ m}$



$$\sigma_{28} = 635 \text{ bars}$$

ECONOMIE MOYENNE  
DE MATERIAU = 20%



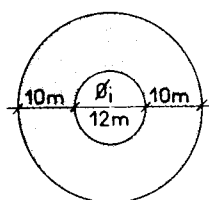
# CAISSONS EN BETON PRECONTRAIT

## Pour Reacteurs Nucleaires

DIMENSIONNEMENT POSSIBLE POUR  $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing_i = 12 \text{ m} \\ P_i = 150 \text{ bars} \\ \Delta T_e = 100^\circ \text{C} \end{array} \right.$

CAISSON MONOCOUCHE

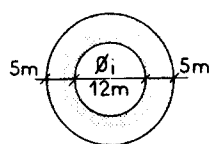
$e = 10 \text{ m}$



$\sigma_{28} = 880 \text{ bars}$

CAISSON BICOUCHE

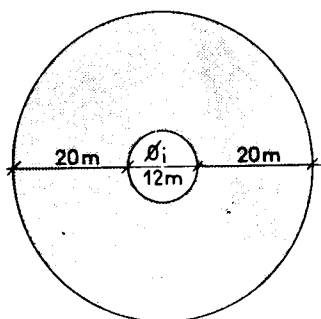
$e = 5 \text{ m}$



$\sigma_{28} = 850 \text{ bars}$

CAISSON MONOCOUCHE

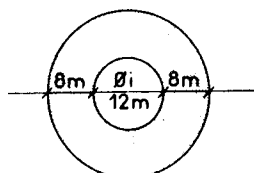
$e = 20 \text{ m}$



$\sigma_{28} = 700 \text{ bars}$

CAISSON BICOUCHE

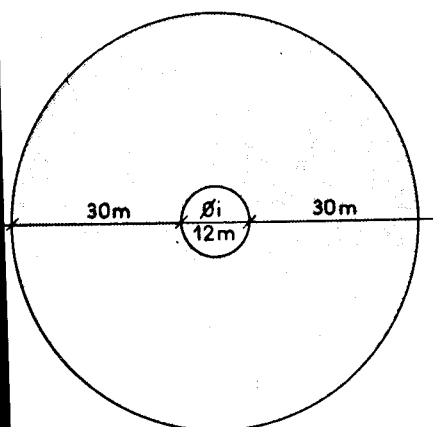
$e = 8 \text{ m}$



$\sigma_{28} = 700 \text{ bars}$

CAISSON MONOCOUCHE

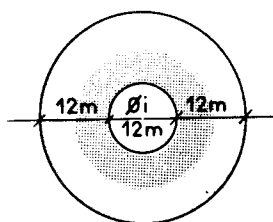
$e = 30 \text{ m}$



$\sigma_{28} = 630 \text{ bars}$

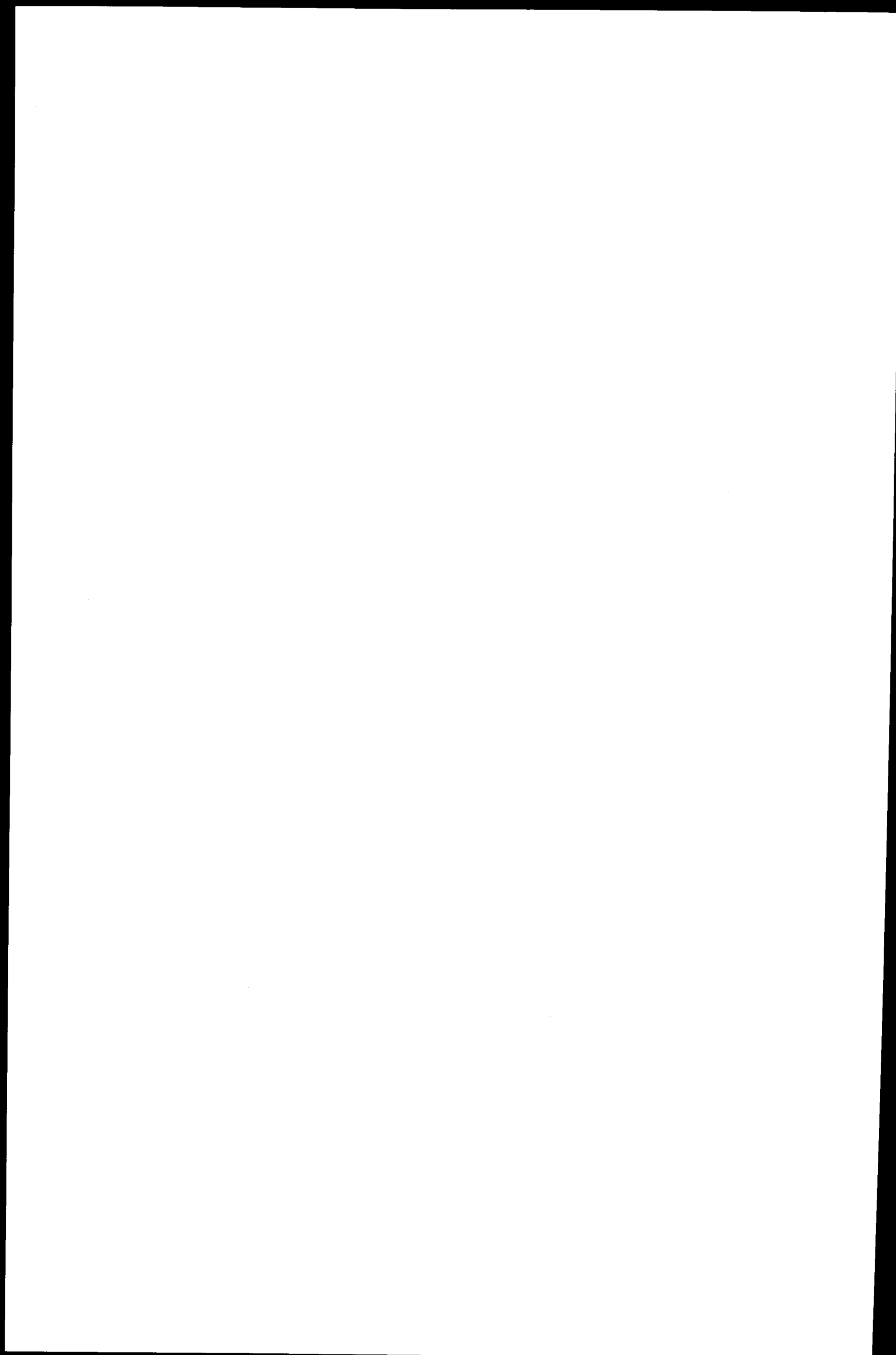
CAISSON BICOUCHE

$e = 12 \text{ m}$



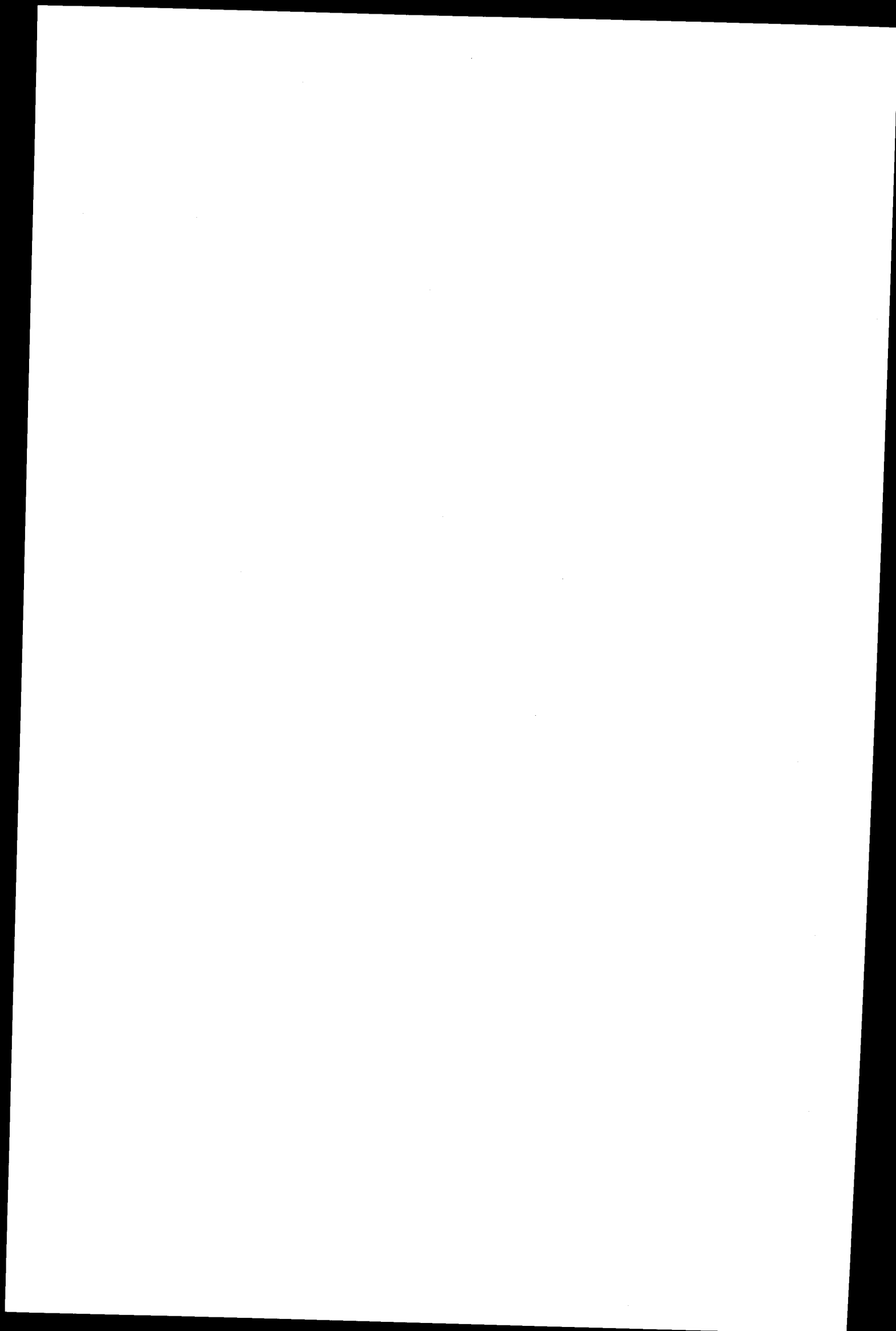
$\sigma_{28} = 630 \text{ bars}$

ECONOMIE MOYENNE  
DE MATERIAU = 70 %



MODELLVERSUCHE AM SPANNBETONBEHÄLTER  
FÜR EINEN 300 MW HOCHTEMPERATUR-REAKTOR

K. EBERLE und F. SCHMIEDEL  
Brown Boveri/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim



## 1. Einleitung

Für den Thorium-Hochtemperatur-Reaktor mit kugelförmigen Brennelementen wurde ein Spannbetonbehälter geplant und konstruiert, der den gesamten Primärkreislauf mit Reaktorcore, 6 Dampferzeugern und 6 Kühlgasgebläsen sowie die Kühlgasführungen in integrierter Bauweise enthält. Abb. 1 zeigt einen Schnitt durch den Reaktorbehälter.

Die Hauptabmessungen des Behälters sind:

lichte Höhe	18,3 m
lichter Durchmesser	15,9 m
Betriebsdruck	40 at
Betonstärke der zyl. Wand	4,65 m
Deckenstärken	6,60 m

Die Entwicklungsarbeiten für den Spannbeton-Druckbehälter wurden von der Firmengruppe Indatom-Paris, ENEL-Rom, Fried. Krupp Universalbau-Essen durchgeführt. Im Rahmen dieser Arbeiten ist vom Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (ISMES) in Bergamo ein Behältermodell im Maßstab 1:20 untersucht worden.

Die Versuche dienten folgenden Zwecken:

- der Kontrolle der durchgeführten Behälterberechnungen im elastischen Bereich
- der Feststellung des elasto-plastischen Verhaltens des Behälters unter Druck und Temperatur sowie des Sicherheitsfaktors gegen das Auftreten der ersten Risse
- der Ermittlung der Bruchfestigkeit des Behälters.

## 2. Beschreibung des Modells

Die Form des Modells sowie die Abmessungen sind aus Abb. 2 zu ersehen:

lichter Durchmesser	=	79,5 cm
lichte Höhe	=	91,5 cm
Wandstärke	=	23,25 cm
Deckenstärke	=	33,0 cm

Aus versuchstechnischen Gründen wurde das Modell umgekehrt aufgebaut, d.h. die Dampferzeugeröffnungen liegen im Gegensatz zum 1:1 Behälter unten.

Die verschiedenen Öffnungen für Dampferzeuger, Gebläse usw. sind maßstäblich ausgeführt.

Wie beim 1:1 Behälter wurde das Modell für einen Betriebsdruck von 40 at berechnet und Beton aus calzitischen Zuschlägen verwendet.

Die Vorspannung erfolgte mit Spanngliedern, bestehend aus 1 bis 20 Drähten  $\emptyset$  7, der Stahlgüte Sigma St 145/160. Die Drähte waren in glatten Hüllrohren verlegt. Für die Verankerung und Vorspannung wurde das System BBRV verwendet.

Abb. 3 zeigt eine Gesamtansicht des Versuchsbehälters. Die horizontale Wandvorspannung erfolgt durch 5 in einer Ebene liegende Ringspannglieder mit einem mittleren Umschlingungswinkel von  $200^{\circ}$ . 4 übereinanderliegende Spanngliedlagen, die jeweils um  $90^{\circ}$  gegeneinander versetzt sind, bilden ein komplettes Ringspannsystem. Die Ringspannglieder sind in lotrechten Lisenen, die im Modell aus Stahlkörpern gefertigt waren, verankert.

Die beiden ebenen Deckenplatten sind durch transversale Spannglieder vorgespannt. Abb. 4 zeigt diese Spannglieder und die Endverankerung der lotrechten Spannglieder der Behälterwand.

Zur Deckung der Zugspannungen, vor allem in den Vouten, ist ähnlich dem 1:1 Behälter eine entsprechende schlaaffe Bewehrung angeordnet, die auf Abb. 5 zu sehen ist; diese Abbildung zeigt außerdem die eingebauten Rißanzeiger.

Um eine Drucksteigerung bis zum Auftreten großer Risse im Beton oder Reißen von Spanndrähten zu ermöglichen, muß der Liner auch bei großen Verformungen dicht bleiben.

Um dieses Ziel zu erreichen, wurde innerhalb des 1 mm starken Stahl-Liners eine zusätzliche 3 mm starke Dichthaut aus Kupfer angeordnet. Bei 3 atü Innendruck legte sich der Kupfer-Liner elastisch an den Stahl-Liner an. Aufgrund der nicht befriedigenden Ergebnisse mit Gummi- oder Nylonsäcken wurde Kupfer gewählt, das sich bei Vorversuchen als geeignet erwies. Das Resultat des Bruchversuchs bestätigte diese Eignung. Der Kupfer-Liner ist beim Bruchversuch dicht geblieben, so daß die echte Festigkeit der Behälterkonstruktion ermittelt werden konnte.

Das Modell wurde in einem klimatisierten Raum bei Normalbedingungen betoniert und 30 Tage danach in 6 Abschnitten vorgespannt. Die dabei auftretenden Verschiebungen und Dehnungen wurden an mehreren Stellen gemessen.

Bei den Versuchen wurde als Druckmedium Wasser verwendet. Da aus fertigungstechnischen Gründen beide Liner mit Ausnahme der Wasserzuleitung keine Öffnungen besaßen, wurden die Öffnungen für Dampferzeuger, Gebläse und sonstige Zwecke gesondert an das Drucksystem angeschlossen.

Die Instrumentierung bestand im wesentlichen aus

- Dynamometern zur Kontrolle von Spannkraftverlusten an verschiedenen Spanngliedern,
- Rißanzeigern (crack detectors) in den Vouten und am Äquator sowohl am Liner als auch im Beton. Die Rißanzeige erfolgte auf einem Lampenpult,
- Thermoelementen im Beton zur Temperaturkontrolle bei den Warmversuchen.

Die äußeren Verformungen wurden mit

- Dehnungsmeßstreifen verschiedener Länge
- von ISMES entwickelten Geräten zur Verschiebungsmessung und
- Extensometern

gemessen.

### 3. Ablauf der Versuche

Die Versuche wurden in 3 Stufen durchgeführt.

- a) Belastungszyklen bis max. 50 atü mit dem kalten Behälter: dabei verhielt sich die Konstruktion in allen Punkten völlig elastisch.  
Die Übereinstimmung mit der Rechnung war im allgemeinen gut.
- b) In der 2. Stufe wurden die Belastungszyklen am warmen Behälter durchgeführt. Die Temperaturdifferenz im Beton betrug etwa 10°C und wurde durch vorheriges Aufheizen des Wasserinhaltes erzeugt. Die Drucksteigerung erfolgte in Schritten von 10 at bis zum Auftreten von Rissen. Dabei wurde zwischen den einzelnen Schritten der Druck jeweils auf den Bezugsdruck von 10 at gesenkt.



In Abb. 6 sind die radialen Verschiebungen verschiedener Punkte der Behälterwand und in Abb. 7 die lotrechten Verschiebungen der Behälterwand in Abhängigkeit vom Innendruck dargestellt.

Die ersten Haarrisse traten bei 90 atü in der Zylinderwand, in der Ebene der Gebläse und der darüberliegenden Öffnungen auf. Diese Risse verlaufen - wie Abb. 8 zeigt - im wesentlichen horizontal.

Bei der weiteren Drucksteigerung bis 116 atü traten sodann die ersten lotrechten Risse in der Wand auf. An den Decken konnten keine Risse festgestellt werden. Die Verformungsmessungen zeigten bis zu diesem Zeitpunkt ein elastisches Verhalten des Behälters. Dies wurde durch anschließende Kontrollmessungen bei Lastzyklen bis 60 atü bestätigt.

Bei 116 atü, d.h. beim 2,9-fachen Betriebsdruck war vermutlich der Stahl-Liner noch dicht, da bis zu diesem Zeitpunkt noch keine Rißanzeige erfolgte.

- c) Den Abschluß der Testreihe bildete der Bruchversuch. Hierbei war die gesamte Instrumentierung entfernt. Der Innendruck wurde bei 10°C Temperaturgefälle im Beton kontinuierlich bis zum Bruch gesteigert.

Mit steigendem Druck öffneten sich zuerst die bereits in der 2. Stufe sichtbaren Risse und sodann weitere an der Zylinderwand. Ein großer Riß, der sich etwa auf den halben Behälterumfang erstreckte, zeigte sich bei etwa 180 at am Übergang zwischen Wand und oberer Decke.

Bei 192 at rissen die lotrechten Spanndrähte im vorge-  
nannten Rißbereich. Der Deckel hob sich einseitig und  
hatte nach der Druckentlastung eine Schiefstellung von  
etwa 4 cm.

Während der Endphase des Bruchversuches wurden vor allem  
die Lampen der "Rißanzeige" laufend beobachtet, um später  
das Rißbild im Innern mit den jeweiligen Drücken ver-  
gleichen zu können.

Um weitere Erkenntnisse über das innere Rißbild zu ge-  
winnen, wurde das Modell nach dem Versuch aufgeschnitten.  
Abb. 9 zeigt die beiden Behälterhälften.

Eine abschließende Besichtigung des Behälters ergibt  
folgendes Bild:

Gerissen sind ca. 20 % der gesamten lotrechten Spanndrähte  
und zwar ausschließlich im Bereich der klaffenden Fuge.

Der Stahl-Liner war nur am Deckel gerissen, der Cu-Liner  
intakt. Die Abb. 10 zeigt im Detail, daß sich der Cu-Liner  
den großen Bruchverformungen des Behälters gut angepaßt  
hat.

Die beiden Decken zeigten auch beim Bruch der Konstruktion  
keine Risse. Die klaffende Fuge trat nicht am Anschluß  
der durch die 6 DE-Öffnungen geschwächten Decke auf.

#### 4. Zusammenfassung

Der Versuchsbehälter wurde weitgehend unter den später zu er-  
wartenden Betriebsbedingungen geprüft. Die Auslegung des Mo-  
dells erfolgte in Anlehnung an den 1:1 Behälter für einen

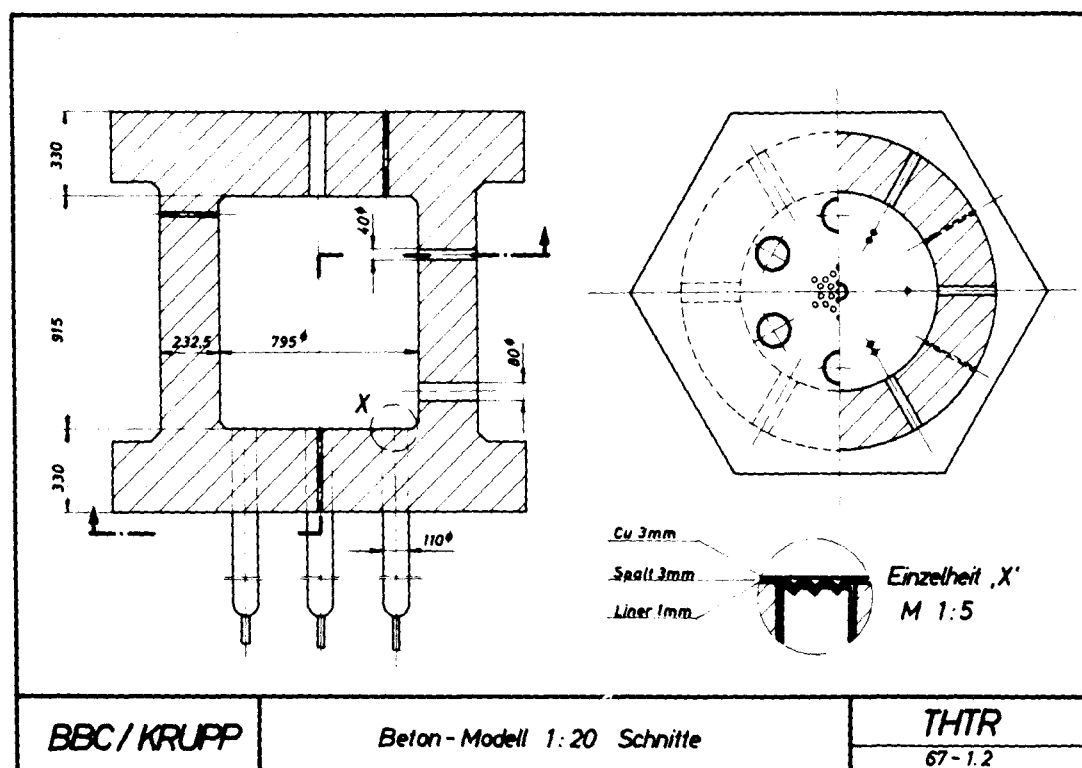
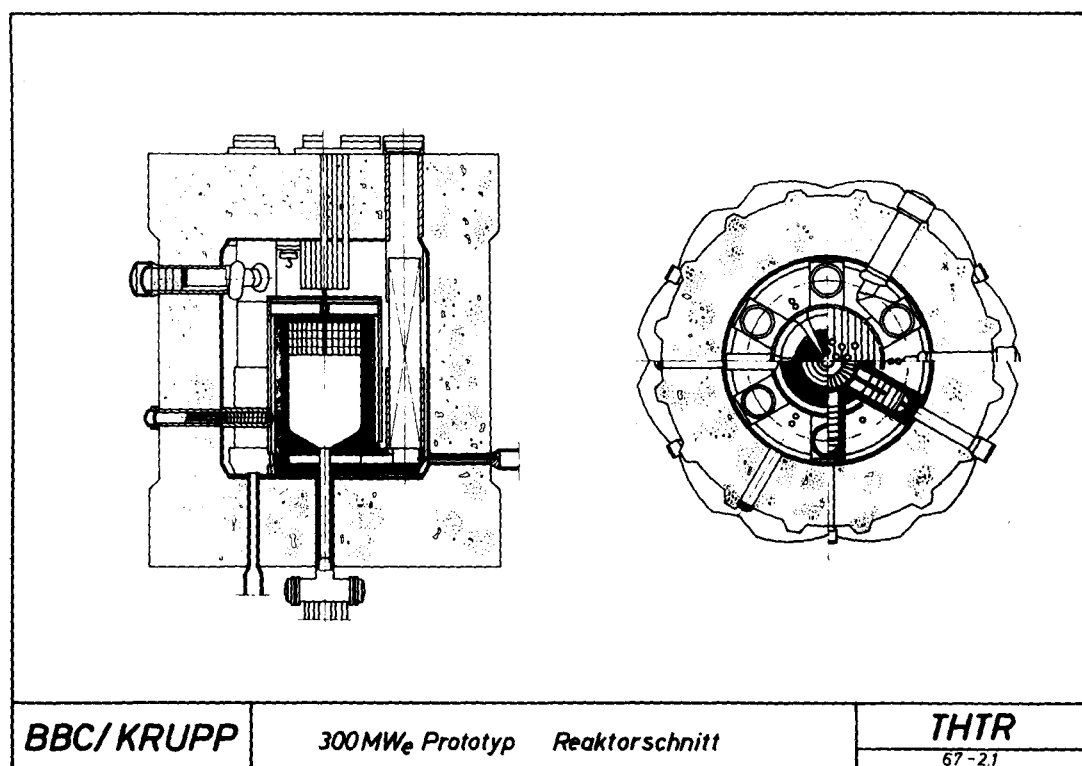
Betriebsdruck von 40 at und einen Prüfdruck von ca. 50 at. Die Vorspannung wurde 30 Tage nach dem Gießen des Betons aufgebracht. Der Druckversuch am heißen Behälter bis 116 at wurde etwa 8 Wochen nach dem Vorspannen durchgeführt und eine Woche später der Bruchversuch.

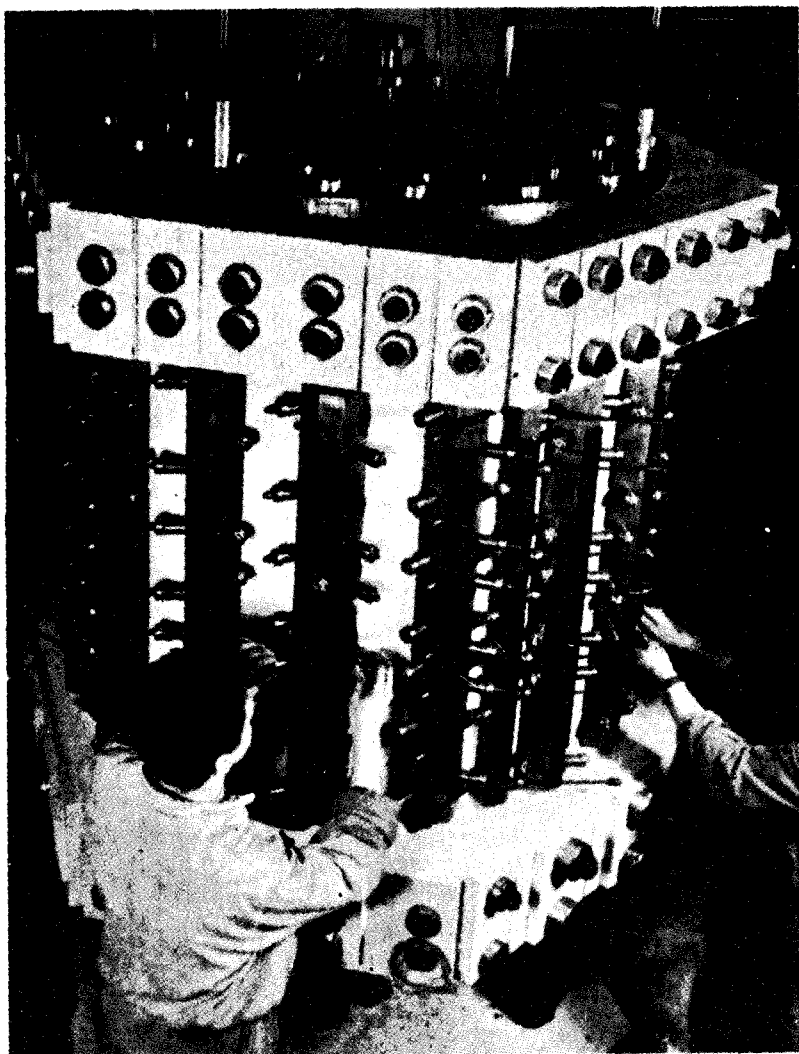
Bei den Warmversuchen zeigte der Behälter im Druckbereich bis 116 at ein elastisches Verhalten.

Die Zerstörung des Modellbehälters trat beim 4,8-fachen Betriebsdruck auf.

Die erreichten Drücke liegen über den erwarteten.

Bei den Versuchen, die zur vollsten Zufriedenheit verliefen, zeigte sich die erhebliche Sicherheitsreserve eines Spannbetonbehälters bei hohen Druckanstiegen.



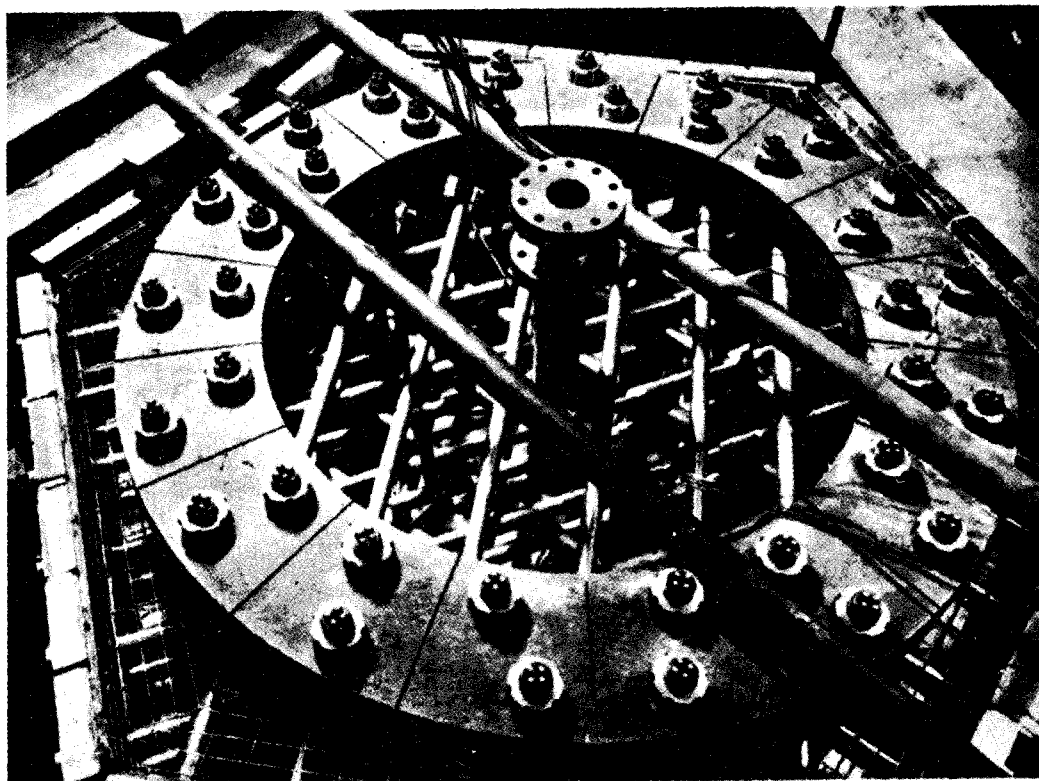


THTR

67 - 1.3

Betonmodell  
Gesamtansicht

BBC - Krupp

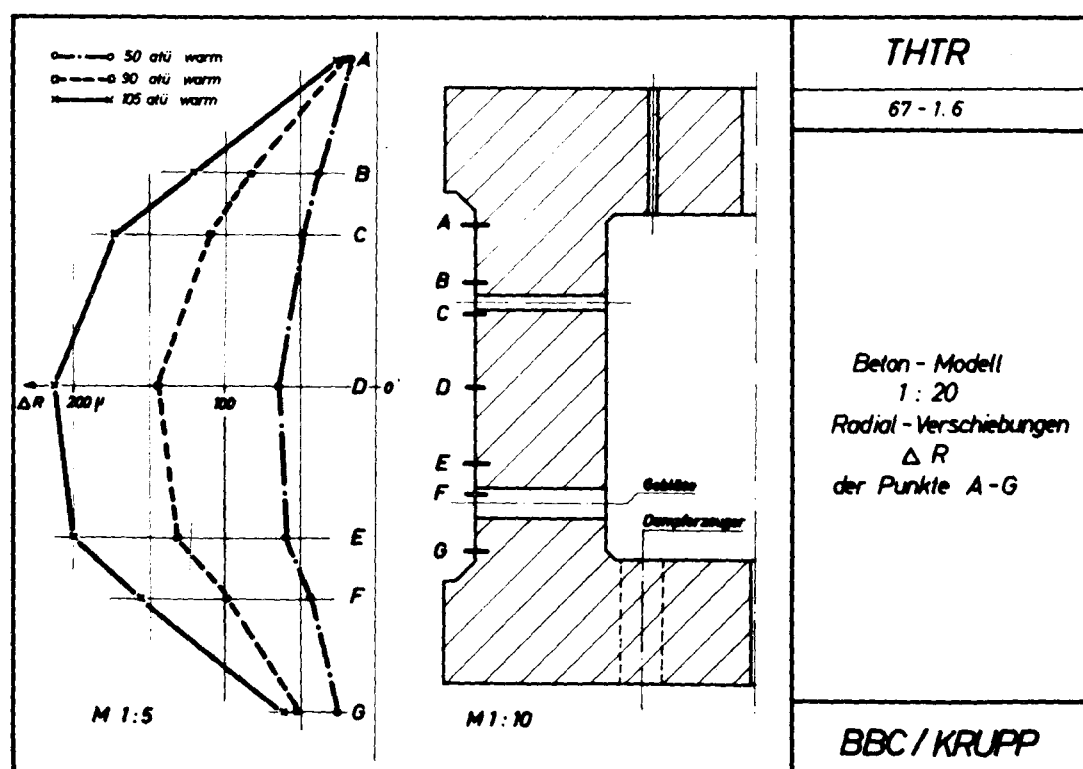
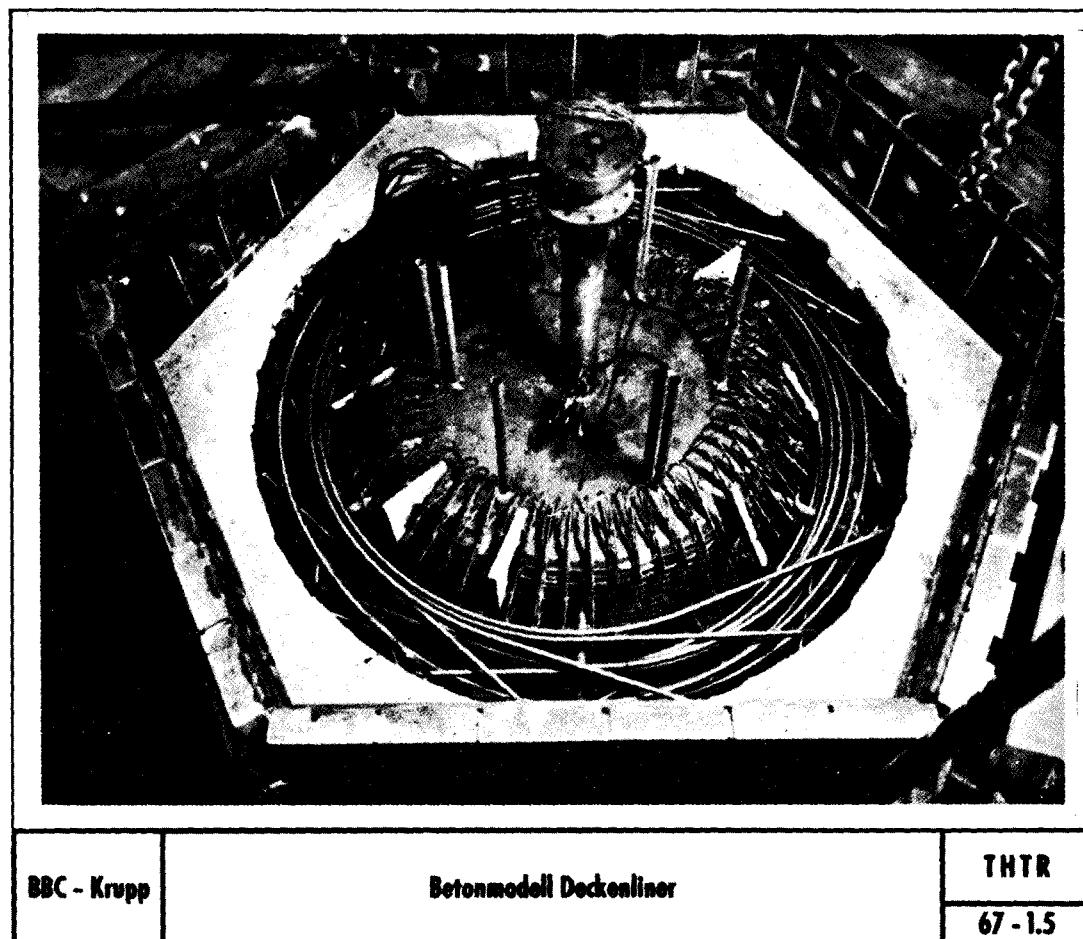


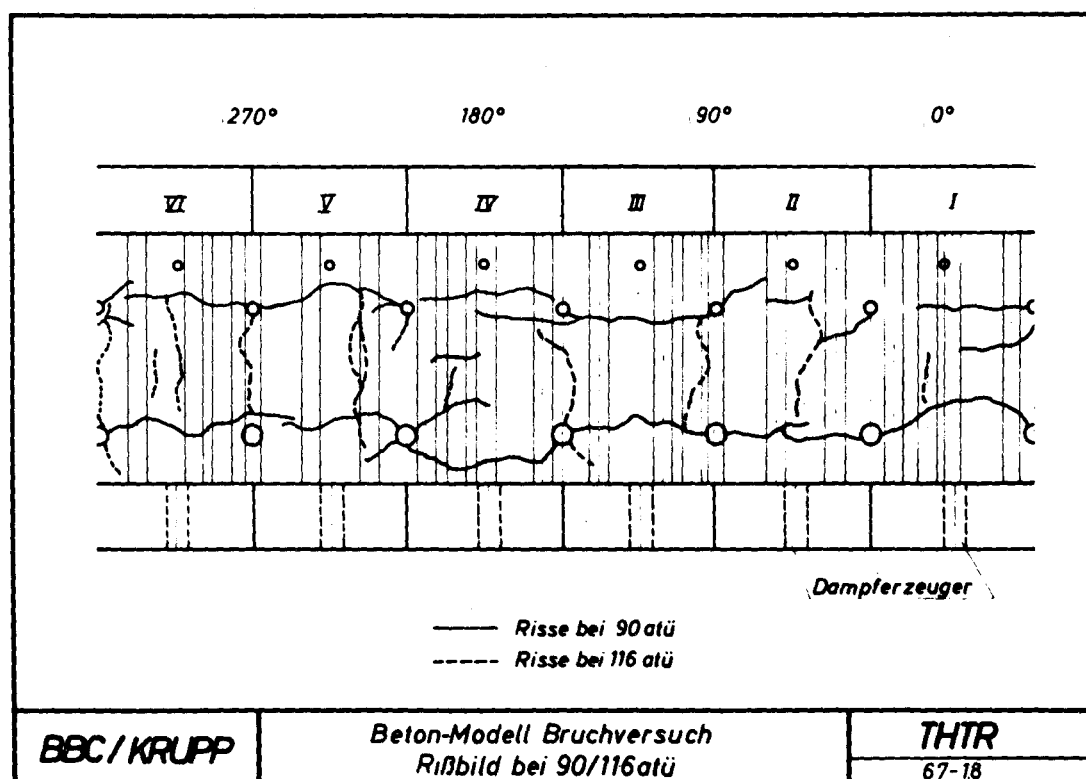
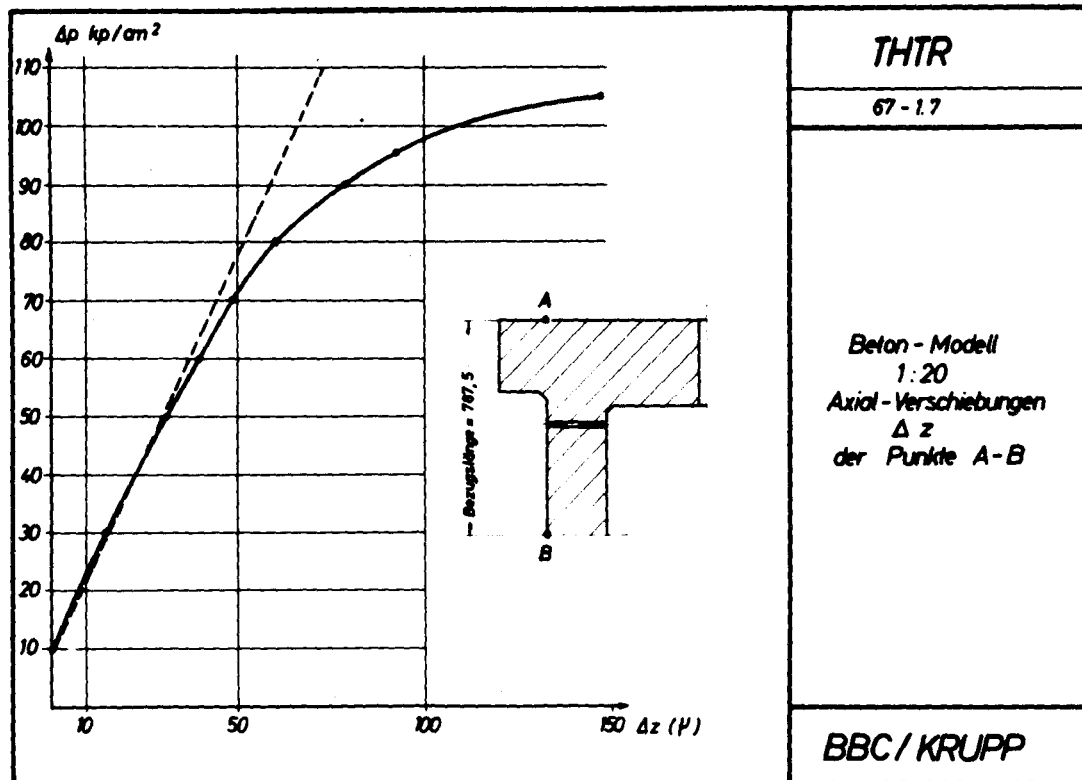
BBC - Krupp

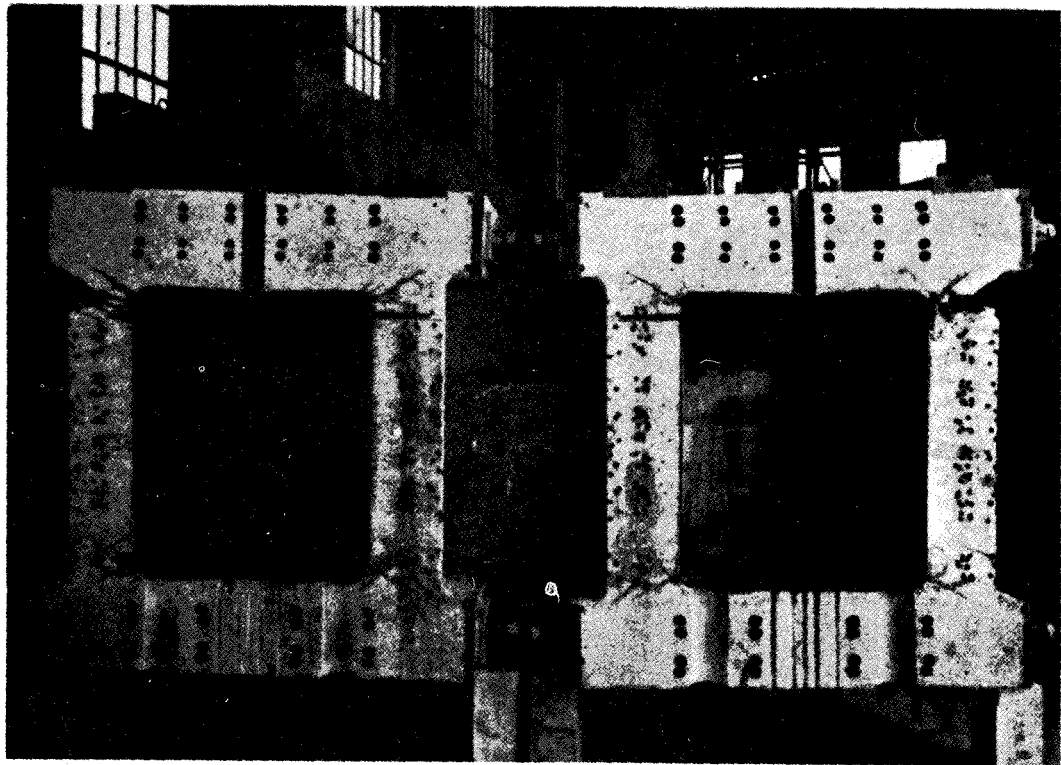
Betonmodell Deckenplatte

THTR

67 - 1.4





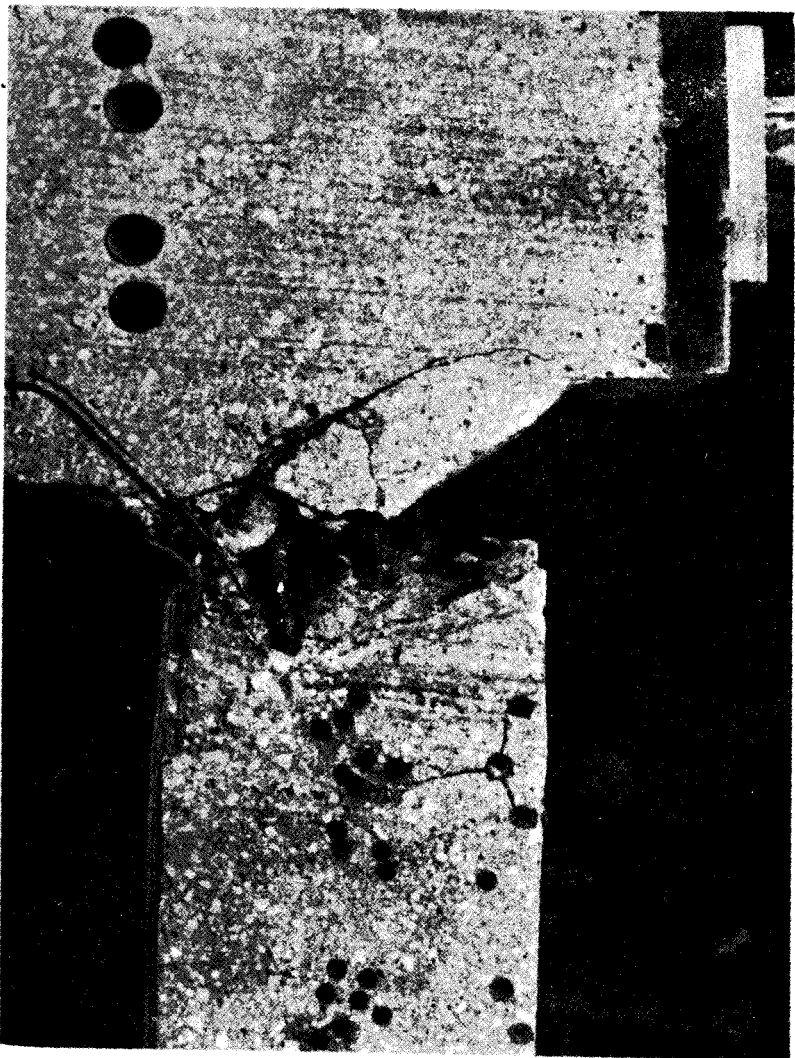


BBC - Krupp

Bruchversuch Innenansicht

THTR

67 - 1.9



THTR

67 - 1.10

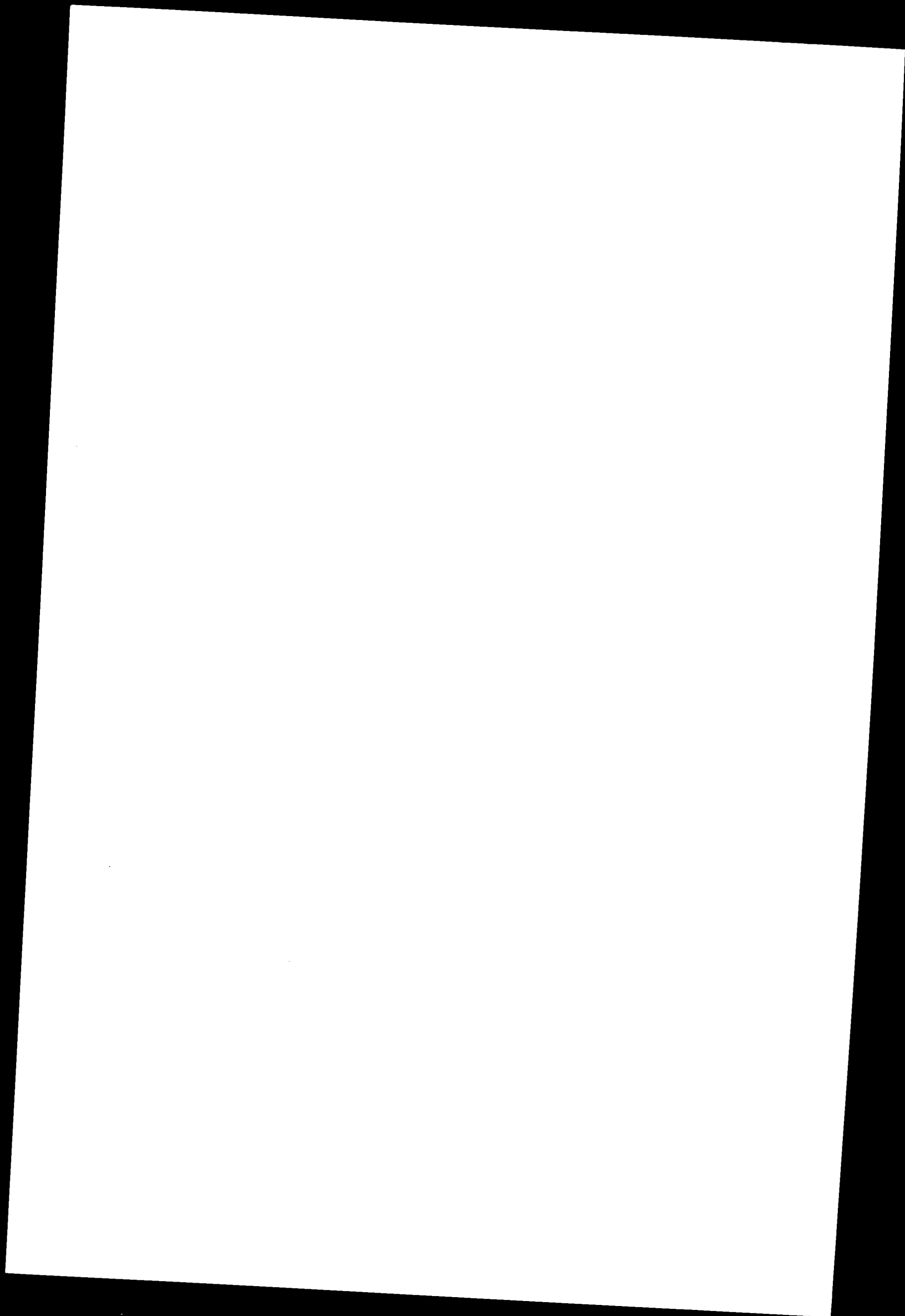
Betonmodell  
Detail der Bruchfuge

BBC - Krupp



PRESTRESSED CONCRETE PRESSURE VESSEL FOR NUCLEAR REACTORS  
EXPERIMENTS ON SMALL MODELS

E. TORIELLI and F. SCOTTO  
Ente Nazionale per l'Energia Elettrica - ENEL, Rome



## Foreword

The state of technology relating to the design of prestressed concrete vessels reveals the presence of two trends:

1. Design based specifically on the ultimate conditions
2. Design aiming at containment of local stresses within acceptable limits in every point under extreme working conditions (pressure and temperature corresponding to maximum assumed accident).

As calculation methods are perfected, the second approach is becoming more and more important for the designer; however, the first approach should have not been forgotten by the safety and licensing authorities nor by those concerned with the establishment of the above-mentioned "acceptable limits" (which not necessarily coincide with the limits which are accepted by practice and existing rules for quite different structures), nor by the designer himself.

The theoretical stress analysis must be based on simplifying assumptions both to interpret geometries other than axial symmetry (that is the only geometry to which elastic calculations can be practically applied), and to interpret the ultimate strength conditions of the concrete when subjected to triaxial stresses (stiffened in certain areas with mild steel bars); indeed, to date the laws governing the two different modes of resistance to tension or compression, or - as in the case of vessels - to a combination thereof are not well understood.

As a result, in several countries the design was supported by experimental research mainly based on large concrete models (scale 1:4 to 1:10). These large models, which are justified by the novelty and importance of the problems encountered, are very expensive and cannot be profitably repeated in modified and improved editions. Thus, even though they are the best means of investigation, it appears that they should be considered mainly a means for the licensing authorities to check the final solution of the design and a bolster for the designer's confidence. Hence, the desirability of perfecting construction and testing techniques of models of small dimensions, and thus of limited cost, but accurately producing the details of the actual structure. These models should require short construction and testing periods in

order to be of valuable use during the design for improvement of the design itself.

It should be borne in mind that the behaviour of a pressure vessel structure in the anelastic field and the determination of the modes of failure can be studied only on models. It may therefore be convenient to have several models, relating to subsequent refinements of the structures, to arrive at a satisfactory mode of failure (gradual failure without undue oversized areas) and to confirm the repeatability of the failure mode and limits. Hence the necessity of setting up a program of experimental research for the purpose of:

- a) perfecting the necessary construction techniques and testing procedures and instrumentation
- b) determining within which limits it is possible to use small models to check the deformation (or stress) calculations performed for elastic conditions with the available methods
- c) investigating the behaviour of the model beyond the elastic field up to cracking and collapse.

At the same time it is necessary to check on construction and testing costs.

This paper briefly illustrates the salient aspects of the experience acquired by ENEL from the research work on two pre-stressed concrete models of a small size (scale 1:20) of vessels for high-temperature gas reactors (HTGR, THTR) built and tested within the framework of the EURATOM - Joint Group (INDATOM (1), ENEL) Contract and the THTR Association (BBK) - Joint Group (SOCIA, Fried. Krupp Universalbau, ENEL) Contract.

---

(1) INDATOM is a member company of SOCIA.

## Part 1

### Description of the models

#### 1. General

Figs. 1,2,3,4 provide a schematic representation of all the main design elements of the prototypes and related models investigated.

Figs. 1,2 and 5 refer to an HTGR (High Temperature Gas Reactor). The heat exchangers are located above the core; the pressure vessel has the shape of a long cylinder (cigar type). For the purpose of the study, the slab penetrations refer to two alternative solutions of heat exchanger removal, namely:

- a) Extraction of all heat exchangers from one central hole in the upper slab
- b) Extraction of each of the six heat exchangers along its vertical axis through the lower slab

The wall penetrations are related to the six blowers and the six outgoing steam lines in the arrangement corresponding to solution B which was considered the more interesting one for the study on the model.

In the model the hooping cables were located externally because of the difficulty of reproducing the anchorages.

The comparison calculations were referred to the structure and prestressing pattern peculiar to this model, and they, in turn, were compared with the experimental results..

Figs 3, 4 and 6 refer to the pressure vessel and model of a THTR (Thorium High Temperature Reactor). The heat exchangers are located in a ring around the core; the pressure vessel has the shape of a flat cylinder (pizza type). The cable arrangement faithfully reproduces that of the prototype.

Both models were built and tested for ENEL by the Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (ISMES) at Bergamo, Italy.

## 2. Model materials

### 2.1 Concrete

Both models were poured in microbeton constituted of calcareous (Zandobbio limestone) aggregate and siliceous (Torre del Lago) sand. The aggregate grain sizes and composition, the cement content, and the water/cement ratio were studied to reproduce the mechanical properties of the concrete specified for the reference vessel. The results were quite satisfactory and are listed in Tab. A.

Pouring of the models was performed so as to obtain as homogeneous and isotropic a concrete as possible. However, it should be pointed out that the pouring of the actual vessel takes approximately two years, as the construction procedure generally calls for pouring in small blocks to overcome the problems of shrinkage associated with the absolute dimensions of each block. It is obviously impossible to simulate this procedure on a model.

### 2.2 Prestressing cables

The prestressing cables for the model were equipped with anchor heads supplied by BBRV, Zurich, of the same type as those considered in the design. The steel quality and diameter of the cable wires were the same as those used in the design, as specified in Tab. B.

### 2.3 Mild steel reinforcement

The mild steel reinforcement of the models is constituted of electrically welded steel netting to reproduce the reinforcement of the external surface of the actual vessel. A similar netting was also used next to the liner in order to simulate the stiffening effect of the concrete coolant tubes.

For the reinforcement of special areas (gussets and penetrations), use was made of small-diameter bars.

### 2.4 Steel liner

For both models a liner was provided, of the same mild steel considered in the design. The liner thickness is between 1

and 1.5 mm.

Since the system of liner anchoring to the concrete could not be reproduced, it was thought preferable to leave the liner loose in order to facilitate removal during later stages for inspection of the internal concrete surface (crack investigation).

It is very doubtful that such a small liner thickness will faithfully reproduce the behaviour of the full-scale liner. On the other hand, experience shows that leakage of pressurized fluid through the liner practically terminates the test, and the analysis reveals that the leakage substantially (and unforeseeably) alters the distribution of the stresses.

Since it was essential that the tests in the ultimate conditions of the models should not be invalidated by undue leakage, a separate sealing system was studied to ensure complete tightness, possibly up to collapse of the concrete structure and cables, to permit a reliable study of the propagation of concrete cracking as the pressure is increased. It is understood that the pressure which determines cable collapse with the aforesaid arrangement does not represent the pressure limit of the actual vessel, but it is much higher.

To ensure tightness also under the pressures corresponding to the anelastic field up to collapse, for the HTGR model use was made of an internal rubber nylon-reinforced balloon, 3 mm thick. Between the balloon and the steel liner another balloon made of two crossed layers of Orlon is inserted to protect the rubber balloon from the cutting edges of the steel liner which may break in correspondence of large concrete cracks.

However, this method was not completely satisfactory even though it permitted the attainment of appreciably higher pressures than those possible without the balloons. Actually, the balloons did not leak in correspondence of the concrete cracks as expected, and it was therefore impossible to arrive at cable collapse.

Consequently, very careful tests were planned for the THTR model, and it was ultimately decided to use an annealed copper liner, 3 mm thick. The interface between the copper and steel liners was lubricated with molybdenum bisulphide. Of course, the copper liner does not transfer the pressure to the model without alterations; the errors can be evaluated by means of suitable

calculations and measurements and, in any case, they are small.

### 3. Measuring equipment

For both models the strains of the steel liner were measured by resistance strain-gauges separated from the concrete by a thin layer of Bostik 772. Internal concrete cracking was checked by special crack detectors consisting of a small bar of Philips cement which rupture behaviour was similar to that of the concrete and in which an 0.5 mm diameter constantana wire had been embedded.

Each crack detector was connected in series to a lamp, while the whole unit was fed in parallel. The lamps of the various crack detectors were arranged in order on a board.

Preliminary tests have made it possible to verify the efficiency of this method (the amplitude of the detectable cracks is 0.1 mm).

The external deformations were measured by:

- a) resistance strain-gauges of various gauge lengths
- b) ISMES-devised displacement transducers mounted on a conveniently stiffened tubular steel frame.

The transducers consisted of a thin harmonic steel bar of appropriate size, with two opposite resistance strain-gauges at the faces

- c) Galileo type electroacoustical extensometers with 60 and 40 mm gauge lengths
- d) W.H. Mayes & Son removable extnesometer of a 12.7 cm gauge length

### 4. Tests

The model tests were performed in an air conditioned room at a constant temperature of 22°C and a relative humidity of 65%.

For both models, the following tests were performed:



a) Prestressing

Extensometer readings at the end of each of the six pulling stages

b) Cold tests in the elastic field ( $\Delta T = 0$ )

Strain and displacement readings by means of automatic recording equipment.

Pressurization was accomplished hydrostatically. The test pressures were contained within 1.2 times the working pressure (36 and 40 kg/cm<sup>2</sup> respectively for the HTGR and the THTR models)

c) Tests in the ultimate condition

These tests were carried out in cold condition for the HTGR model and in hot condition for the THTR model (1).

The tests are subdivided in three phases:

First phase: The structure is subjected to gradual pressure increases starting from a bottom value of 20 kg/cm<sup>2</sup> while deformation measurements are taken on the external surface. The pressure is increased up to the value determining the first crack visible on the external surface or revealed in the structure by the crack detectors. External cracking occurred at 80 and 90 kg/cm<sup>2</sup> respectively for the HTGR and the THTR models.

Second phase: In order to check the reversibility of the model deformation values observed in the preceding phase, pressurization is repeated up to values by about 15% lower than the aforesaid cracking limit. The purpose is to check whether the structure can still be utilized after cracking.

Third phase: Destructive test. The pressure is increased until the model collapses.  
The maximum pressure limit reached with the HTGR model was 127 kg/cm<sup>2</sup>. At this pressure the water which leaked through the cracks absorbed the pump flow.  
The cable system was still efficient.  
The maximum pressure limit reached with the THTR

(1) A temperature difference across the walls of 10°C was used to simulate the effects of prolonged heating at a certain age of the vessel.

model was  $192 \text{ kg/cm}^2$ . At this pressure the vertical cables started collapsing, while in the concrete structure, already extensively cracked, the cracks concentrated in one large failure where the upper slab joins the stem.

#### 5. Cutting of the model

In order to study the distribution of cracking inside the structure, the degree of deformation, and the characteristics of the pouring, the model was cut into two halves along the vertical axis.

Samples of the cables, liners, cable ducts and concrete were taken for the tests and checks required to interpret the behaviour of the structure in the ultimate conditions.

Figs. 7 to 10 show the cut models; the cracking pattern is clearly visible.

#### 6. Costs

Tab. C shows the percent cost components of the HTGR model.

The overall cost of the THTR model is on the same order of magnitude as that of the HTGR model, that is 60-70.000 dollars (which can represent 1.5-3% of the cost of the vessel).

Cutting of the model, transportation, cable installation, studies, etc. amounted to an expenditure of approximately \$ 4,000 per model.

The time required for the construction and testing of the model depends, to a large extent, on the experience and organization of the body performing the experiments. At any rate, a lower limit of 9-10 months may be assumed, of which 3 months are required for procurement, construction and concrete curing.

Time is a very important factor as a small-sized model should be considered, in our opinion, mainly a calculation tool to support the design work.

The figures given in Tab. C were kindly supplied by ISMES based on actual expenditures, and they refer to personnel and material costs in Italy and to the particular organizational capacity of the Institute.

## Part 2

### Model behaviour of cylindrically symmetrical structures in the anelastic field up to collapse

#### 1. General

It is deemed necessary to introduce a few general considerations on the behaviour of a structure like a prestressed concrete pressure vessel.

By increasing the internal pressure in the prestressed and hot vessel, and provided the liner is fully leak-tight up to the collapse of the cables, one can divide the pressure-deformation response of the structure in two regions:

- nearly elastic
- definitely anelastic

A few definitions and the clear statement of some of the assumptions will help define the rather uncertain borderline between the two regions and its significance.

#### A. Assumption on the reference age of the structure

Due to shrinkage and creep of the concrete and creep-relaxation of the steel, the stress-strain state of the structure changes in time and is also a function of the load history when loading the model reference should be made to a carefully defined condition of the real structure.

#### B. Definition of the upper plasto-elastic limit

This limit is not a single one and can be defined in different ways.

#### For concrete

- 1) The highest pressure ( $p_e$ ) at which the displacement or strains obtained by the elastic calculations remain reasonably valide as compared with the measurements on the model, or at least proportionate with the increasing pressure.
- 2) The pressure ( $p_r$ ) up to which a satisfactory reversibility of the measured deformations of the structure still exist

(residual deformations not above, say 25% of the elastic ones).

This may hold true also for a pressure above the initial cracking one (see below, point 3) .

- 3) The pressure ( $p_f$ ) at which the first detectable cracks appear in the concrete.

#### For cables

- 4) The pressure ( $p_s$ ) at which, for the first time, the steel wire of the cables reaches the yield point.

With reference to pressure  $p_e$  it is worth noting that if only a limited portion of the structure behaves anelastically, the overall behaviour is practically unaffected. How large this "limited" region may be, should be determined by comparing model test results with calculation.

Then the value of  $p_e$  can be evaluated by means of computer calculations but only for similar geometries.

The limits  $p_f$ ,  $p_r$  can be defined only through concrete models;  $p_f$  is detected visually on the outside surface and by means of crack detectors inside the structure;  $p_r$ ,  $p_s$  are detected by means of suitable measurements either of the deformation of the concrete structure or directly on the cable wires and anchorages.

#### C. Definition of two anelastic sub-regions

In the anelastic range one can distinguish two sub-regions: the sub region of small deformations (up to a few millimeters in the real structure) and the sub-region of large deformations (from a few millimeters up to a few decimeters). In the first, the concrete is diffusely anelastic or even cracked, but the cables have not yet reached their yield point.

The field of large deformations corresponds to the anelastic behaviour of the steel wires, from the lower limit  $p_s$  to the ultimate strength of the structure.

## 2. Test procedure

Let us now consider the experiments we performed.

The only data relevant to the THTR model are reported except where reference to the first model is made.

First of all, on the THTR model, it was decided to simulate an accident at about one year from the start up. This seemed to be a reasonable compromise between the advisability of considering both the average and the most unfavourable conditions of the structure, particularly with consideration to thermal stresses (at any rate the ultimate strength will not be affected).

Accordingly, in order to take into the best account the effects of creep, shrinkage, thermal elongation and steel relaxation, we assumed for the model:

1. a temperature difference across the walls of about  $10^{\circ}\text{C}$  (corresponding to the thermal stresses in the actual structure at 1 year of age) instead of the nominal  $20^{\circ}\text{C}$
2. prestressing forces approx. 90% of the nominal ones

Moreover, it was decided to raise the pressure at a rate of nearly  $10 \text{ Kg/cm}^2$  every 3 minutes, in order to simulate the actual accident thus testing the concrete up to its ultimate strength under quick loading conditions (1).

## 3. Test results

Accurate measurements were first conducted in the elastic range up to 1,2 times the working pressure. After a few cycles of pressurization to allow settling of the structure, a number of readings were taken at carefully planned pressure steps in the range from 10 to  $50 \text{ kg/cm}^2$ .

Deformation and strains were measured at about 100 points.

- 
- (1) It is known that for concrete the delayed failure point, corresponding to long-term loading above the stable creep point, indicates lower strength and greater strain than the quick failure point.

Nearly all the readings were well consistent with each other and repeatable; the attached Fig. 11 shows the comparison between the expected and measured deformation of the model under pure pressure, the experimental points obviously result from averaging multiple readings.

A good fitting of the slab deflection points by reasoned selection of Young's modulus applied to the elastic computations does not correspond to a good fitting of the cylinder deformation; moreover, the expected and measured deformation differ though not very greatly in the lower part of the cylinder. The interpretation is under study but the phenomenon definitely occurs as confirmed by every set of readings.

Fig. 12 shows a number of readings plotted against pressure. Without going into details, it may be seen that the smoothness of the curves is interrupted at about 80 and 90  $\text{kg/cm}^2$  and this latter pressure could be taken as  $p_e$ .

Fig. 16 shows the axial elongation of the structure for every 10  $\text{kg/cm}^2$  pressure step and it is clear again that  $p_e$  is about 80 - 90  $\text{kg/cm}^2$ .

The first crack (when appeared on the outside wall on the parallel through the penetrations) was detected at  $p_f = 90 \text{ kg/cm}^2$ .

After this the model behaved in a reversible mode up to approx.  $p_r = 105 \text{ kg/cm}^2$ . Presumably the deformation will not be the same as before cracking.

Finally, the pressure corresponding to the attainment of the yield point on the vertical cables was approximately  $p_s = 160 \text{ kg/cm}^2$ ; therefore the range of small deformations is about 90 - 160  $\text{kg/cm}^2$ .

The ultimate pressure at which the vertical cables collapsed was  $p_e = 192 \text{ kg/cm}^2$ .

Figs. 13-14-15 give a clear picture of the distribution of cracks on the outer surface.

Fig. 14 shows the cracking situation at 116  $\text{kg/cm}^2$ . At this pressure, the model behaves anelastically as regards the concrete, but not the cables, and the deformation of the structure is still small.

The cracks appeared first, as expected, in the disturbed areas, starting from the penetrations and going then both along parallels and meridians.

The cracks are well distributed in both the two fundamental directions and they appear in a narrow range of pressure, thus confirming the good sizing of the structure.

Fig. 15 gives the crack situation after the collapse.

The outside and inside surfaces are cracked diffusely but only few cracks go through.

Fig. 7 and Fig. 9 give full evidence that, notwithstanding the high distribution of cracks, only those starting from the gusset opened up to collapse of the vessel cables.

For the moment, it is not possible to consider this behaviour systematic but comparing the two models of different slenderness it is reasonable to expect that such a mode of failure is typical for cylindrical vessels, provided the design philosophy remains unchanged.

#### 4. Representativity of the model

The basic point to be commented upon is how valid the results of the model test are for the real structure.

As regards the elastic behaviour, it may be stated that the comparisons between the experimental results and the computer calculations show a pretty satisfactory agreement.

This agreement confirms both that the model was well designed and built (scale, materials and consequent schematizations such as dimensions of concrete aggregates, units of prestressing cables, etc.) and that the calculation procedure is applicable.

Therefore there appears to be no fundamental reason to doubt that the model is just as representative in the anelastic field.

Naturally, a firm statement in this regard should be supported by checking the repeatability of the behaviour on several models of equal and/or different scale, provided such a procedure is economically worthwhile.

In any case all the approximations and inaccuracies of modelling are in the direction of exaggerating the local intensification effects and are, therefore, likely to lead to an initial cracking pressure, which is inaccurate by default.

The only reasons for a slightly different behaviour of the model might be that:

- the effective ultimate pressure could be lower than the pressure read on the gauge because of the copper liner (no appreciable effect is expected in the field of small deformations thanks to the settling technique adopted (1)).
- the first cracks in the fillet, that are revealed by the mid-thickness crack-detectors earlier than those nearer the fillet itself could be altered by the larger size (in scale) of the adjacent reinforcing bars.
- the ultimate strength of the model may be approx. 5% higher because the vertical cable cross area is 5% in excess, due to modelling difficulties.

Special attention, however, should be paid to the collapse of the real structure. It is likely that it corresponds to initial liner cracking and leaking, which allows the internal pressure to propagate in the thickness of the structure, unless special provisions are taken in designing the liner.

The liner cracking pressure and therefore the collapse of the structure are expected to be in the range of pressures  $p_s + p_R$  closer to the  $p_s$  value.

An important remark might be that, since the mode of failure is very simple, the ultimate strength could be anticipated by

---

(1) The difference could be of the order of  $3 \text{ kg/cm}^2$  on the cylinder; of  $6 \text{ kg/cm}^2$  when referred to the forces supported by the vertical cables; zero when referred to the bending effects on the slabs.



calculation. An attempt to perform such a calculation is summarized in the following Table:

Vertical cables

Corresponding pressure (o)

Cables (ultimate strength)	179
Copper liner (at yield point)	6
Steel liner (broken)	0
Cable ducts	7 (1)
	<hr/>
	192

Hoop cables

Cables proper (ultimate strength)	121
Anchor heads ( " " )	32.6
Copper liner (yield point)	3
Steel liner ( " " )	6.3
Cable ducts ( " " )	37.1
	<hr/>
	200.0

It can be seen that a considerable contribution to the ultimate strength is given by components other than the cables. If this contribution is neglected, as is the usual practice of calculation, the hoop cables should have failed first!

---

(1) The figure of  $7 \text{ kg/cm}^2$  is calculated to reach  $192 \text{ kg/cm}^2$ . The actual value is hard to calculate and may range from 0 (slipped ducts) to  $28 \text{ kg/cm}^2$ .

### Conclusions

The experience gained on the small models is sufficient to assess their usefulness as well as to support the validity of the available design tools.

In particular the results of the THTR model demonstrate that there are very high safety margins in respect of the working pressure of  $40 \text{ kg/cm}^2$  and the accident pressure of  $45 \text{ kg/cm}^2$ . This is a consequence of a conservative design philosophy that made use, as far as possible, of existing rules and codes in the field of prestressed concrete. It is evident that such rules were developed for types of structures, operation conditions and construction quality different from those prevailing in the nuclear power field.

Any advancement in research and understanding of what really happens by all the parties concerned (designers both of the vessel and of the plant, perspective users, licensing Authorities) could lead to significant savings without impairing the required safety.

Fields of study of great interest are:

- Steel and its allowable stress level.

The parts of the structure that are called upon to work under essentially pure tension or compression raise different problems for the stressing cables in ultimate conditions than those parts that work under bending moments. If it is accepted that the practical ultimate pressure is  $p_s$  (corresponding to the yield point of one group of prestressing cables), the margin between the yield and the ultimate strength of the steel becomes irrelevant in particular for the components under prevailing tension or compression stresses.

- Stressing heads.

An increase in the unit capacity can improve the geometry of the structure and reduce the overall stressing force by concentrating it where is really needed. In fact, on the average, the concrete is not heavily loaded.

- Concrete.

High quality concrete is not well employed in the bulk of the structure and is perhaps not advantageous at all from the point of view of self-raising stresses that fade out with creep. The philosophy of "prestressed reinforced concrete" is attractive, but the behaviour of reinforced concrete under multiaxial stresses is to be investigated.

- Plasticity and perhaps minor cracks should be considered also at operating pressure. Computer programs including plasticity should be developed.
- The load case of the "cold pressure test" is a useless burden on the designer and could be substituted with advantage by a "warm pressure test" load case.

These and other lines of improvement should lead to a cheaper design and a wider range of application both for working pressures and for accident conditions.

MODELLI 1:20  
1:20 MODELS

CALCESTRUZZO DI RIFERIMENTO  
DATI CARATTERISTICI  
REFERENCE CONCRETE - TYPICAL DATA

DATI - DATA		MODELLO - MODEL	
		HTGR	THTR
1	CURVA GRANULOMETRICA GRAIN-SIZE CURVE	$\sqrt[3]{d/D}$	$\sqrt[3]{d/D}$
2	DIAMETRO MAX INERTE .D. MAX SIZE OF AGGREGATE	8 mm.	12 mm
3	SABBIA 0,2 ÷ 1 mm. SAND " " "	TORRE DEL LAGO	
4	NATURA DELL'AGGREGATO TYPE OF THE AGGREGATE	CALCARE DI ZANDOBBIO ZANDOBBIO LIMESTONE	
5	TIPO DEL CEMENTO CEMENT TYPE	"ALBINO" ALTA RESISTENZA TIPO 730 "ALBINO" HIGH STRENGTH CEMENT TYPE 730	
6	TIPO DELL'ADDITIVO ADDITIVE TYPE	POZZOLIT PRS-PLASTIFICANTE 2% IN PESO DEL CEMENTO POZZOLIT PRS-PLASTIFYING ADDITIVE 2% BY WEIGHT OF THE CEMENT	
7	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO WATER/CEMENT RATIO	0.45	0.50
8	CARICO DI ROTTURA CUBICO A 28 GG. 28 DAYS ULTIMATE CUBIC STRENGTH	595 Kg/cm <sup>2</sup>	570 Kg/cm <sup>2</sup>
9	CARICO DI ROTTURA (TRAZIONE) ALLA PROVA BRASILIANA ULTIMATE STRENGTH (TENSILE) UNDER BRAZILIAN TEST	50 Kg/cm <sup>2</sup>	45 Kg/cm <sup>2</sup>
10	MODULO DI ELASTICITA' A 90 GG. E 60 Kg/cm <sup>2</sup> YOUNG MODULUS (90 DAYS; 60 Kg/cm <sup>2</sup> )	380'000 Kg/cm <sup>2</sup>	365'600 Kg/cm <sup>2</sup>

MODELLI 1:20

1:20 MODELS

CAVI DI PRECOMPRESSIONE

DATI CARATTERISTICI

PRESTRESSING CABLES ~ TYPICAL DATA

DATI - DATA		MODELLO - MODEL	
		HTGR	THTR
1	TIPO DELL'ANCORAGGIO TYPE OF ANCHORAGE	BBRV ZURIGO	BBRV ZURIGO
2	TIPO DEL CAVO E DIAMETRO CABLE TYPE AND DIAMETER	A FILI - $\phi 5$ WIRES TYPE - $\phi 5$	A FILI - $\phi 7$ WIRES TYPE - $\phi 7$
3	TIPO DELL'ACCIAIO STEEL TYPE	STAHLTON	RHEINHAUSEN NEW SIGMA
4	CARICO DI ROTTURA ULTIMATE TENSILE STRENGTH	175 Kg/mm <sup>2</sup>	160 Kg/mm <sup>2</sup>
5	CARICO DI SNERVAMENTO ALLO (0,2%) YIELD POINT (0,2%)	155 Kg/mm <sup>2</sup>	145 Kg/mm <sup>2</sup>
6	MODULO DI ELASTICITA' YOUNG MODULUS	$2,14 \cdot 10^6$ Kg/mm <sup>2</sup>	$2,1 \cdot 10^6$ Kg/mm <sup>2</sup>

HTGR Model 1:20

Cost components in percent

Cost component	%	
1. Materials 1.1 Construction materials 1.2 Internal instrumentation 1.3 Rubber-Orlon balloons 1.4 Miscellaneous Total materials.	8.7 0.4 1.- 0.4	10.5
2. Personnel 2.1 Construction 2.2 Model tests 2.3 Auxiliary tests 2.4 Technical reports Total personnel	34.- 15.7 5.7 4.3	59.7
3. Miscellaneous Customs (cables and jacks) - Leases - Air conditioning - Consumable materials - Reproductions- Missions and travels Total miscellaneous	17.6	17.6
4. Design, assistance, travels, final report, etc.	12.2	12.2
Total	100.0	100.0

TAB. C.

**SOLETTA SUPERIORE  
UPPER SLAB**

	CARICO DI LAVORO WORKING LOAD	MFG N°
CABI SOLETTA SUPERIORE UPPER SLAB CABLES	330 L	210
CABI SOLETTA INFERIORE LOWER SLAB CABLES	330 L	210
CABI DI CERCHIATURA HOOP CABLES	330 L	510
CABI VERTICALI VERTICAL CABLES	330 L	42
	660 L	102

**SEZIONE A-A  
SECTION A-A**

380  
ø 300  
ø 100

**SOLETTA SUPERIORE  
UPPER SLAB**

	CARICO DI LAVORO WORKING LOAD	MFG N°
CAVI SOLETTA SUPERIORE UPPER SLAB CABLES	330 L	210
CAVI SOLETTA INFERIORE LOWER SLAB CABLES	330 L	210
CAVI DI CERCHIATURA HOOP CABLES	330 L	510
CAVI VERTICALI VERTICAL CABLES	330 L	42
	660 L	102

**SEZIONE A-A  
SECTION A-A**

Technical drawing showing the dome structure of the Basilica of Santa Maria della Salute. The drawing includes a plan view of the dome's upper slab (SOLETTA SUPERIORE) and a cross-section (SEZIONE A-A). The plan view shows the cable layout for the upper slab, including upper slab cables, lower slab cables, hoop cables, and vertical cables. The cross-section shows the dome's profile and the internal cable structure. Dimensions are provided in meters (M) and feet (F).

R-330  
 1/160

SEZIONE DELLA SOLETTA INFERIORE  
 E DISTRIBUZIONE DI QUELLI DELLA  
 (ASSE DI SIMMETRIA EQUATORIALE)

TABLES OF THE LOWER SLAB ARE LAID  
 VERTICAL PATTERN OF THE UPPER SLAB  
 ALIVE IN THE EQUATORIAL TO THE  
 OF THE UPPER SLAB—

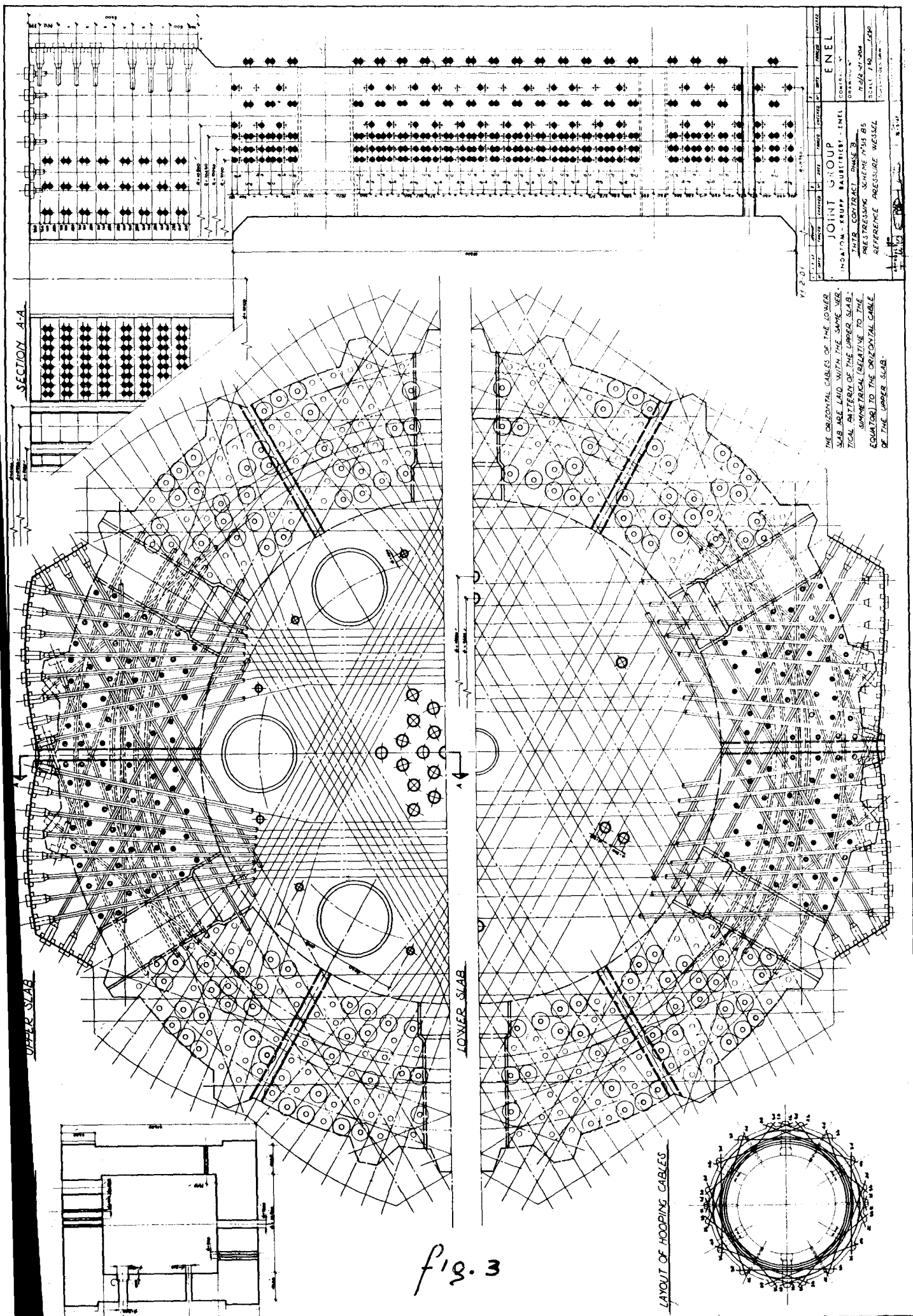
7		
6		
5		
4		
3		
2		
1		
N°	DATE	
EN		
MODELLO		

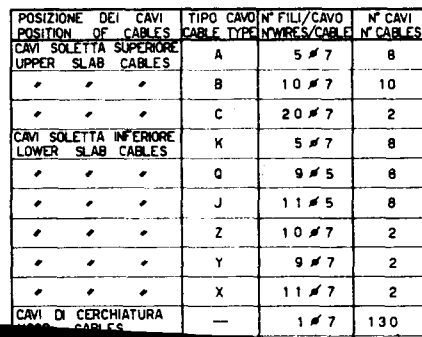
FINAL REPORT  
CONTRACT EURATOM N°307.001.0801  
(N°004.64.09.RGZC)

7				8				9			
4				5				6			
1				2				3			
N°	DATE	TRACED	CHECKED	N°	DATE	TRACED	CHECKED	N°	DATE	TRACED	CHECKED
<b>ENEL INDATOM</b> <b>JOINT GROUP</b>								<b>ENEL</b> CONTRACT N° 287.001.0001			
MODELLO SCALA 1:20-CONTENITORE DI RIFERIMENTO								DRAWING N° <b>M12.21.013</b>			
1:20 SCALE MODEL-REFERENCE VESSEL								SCALE SUPERSEDES DRAW N°			
18/10 CHECKED <i>[Signature]</i>								TRACED <i>[Signature]</i>			
DATE <b>29-6-67</b>								SUPERSEDES DRAW N°			









10 10

85 R 5125

R 5975

**DETTAGLIO DISPOSIZIONE CAVI CERCHIATURA**  
**DETAIL OF HOOP CABLES PATTERN**

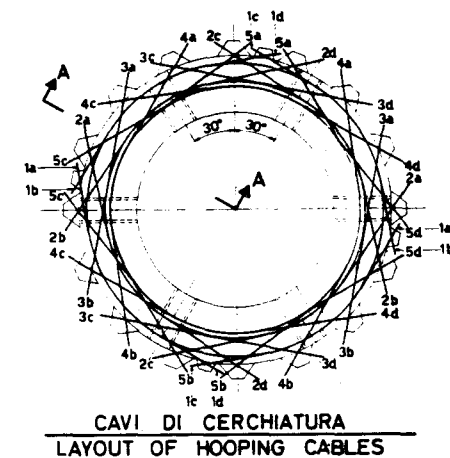
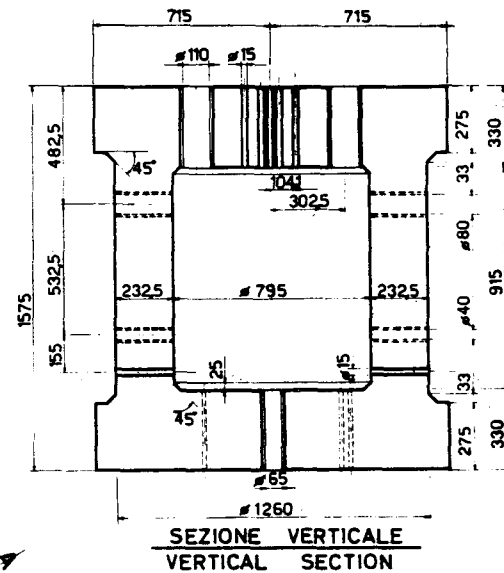
A B C 2 C B

A B 1 B 3

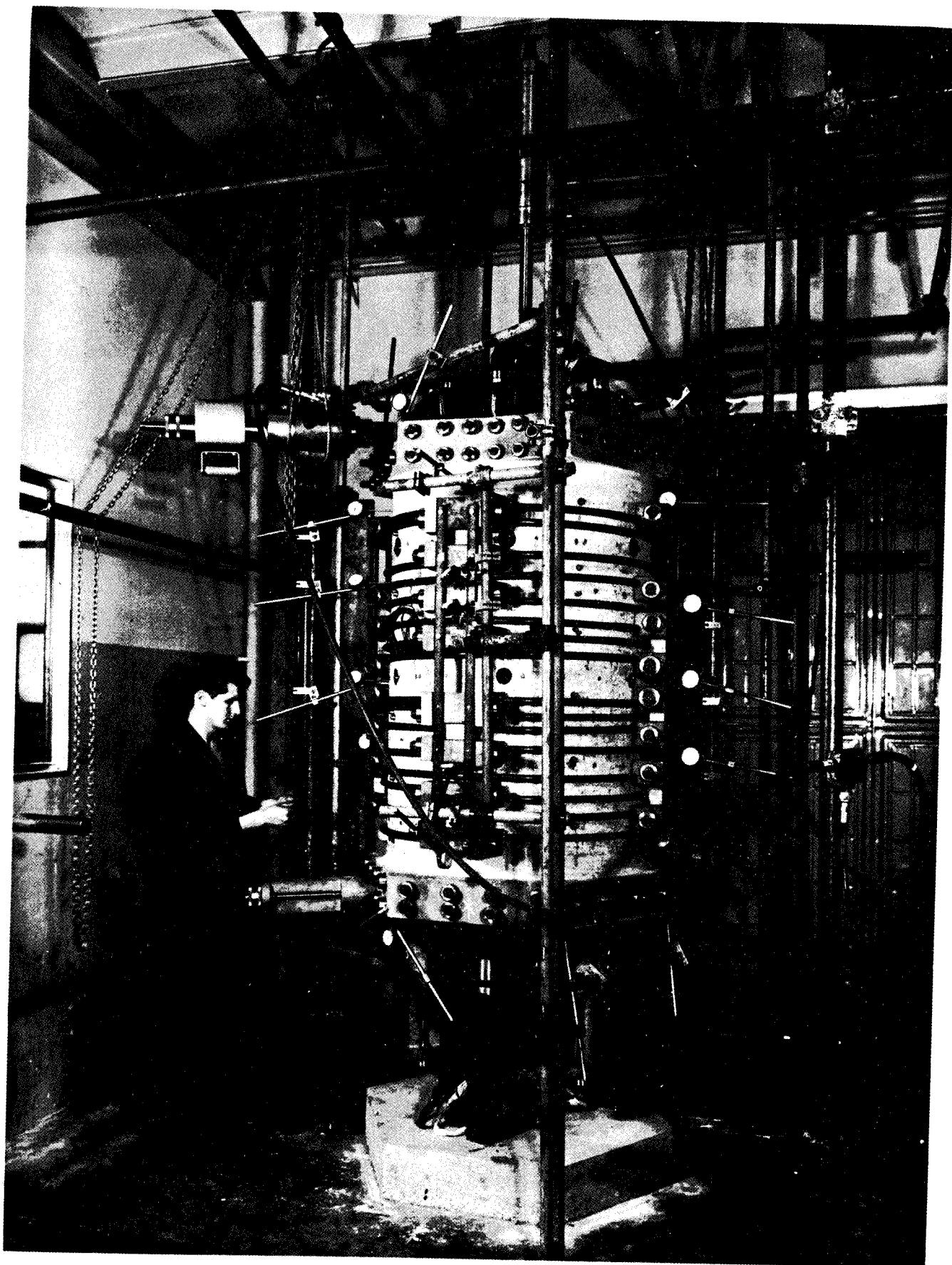
110

Technical drawing of a mechanical part, likely a turbine or engine component, showing a cross-section with various dimensions and labels. The drawing includes a central vertical shaft, a curved blade or vane structure, and a base with mounting points. Dimensions include 275, 240, 35, and 15. Labels include K, O, J, 1, 3, Z, Y, X, and 7. A small table in the bottom right corner contains the numbers 7 and 4.

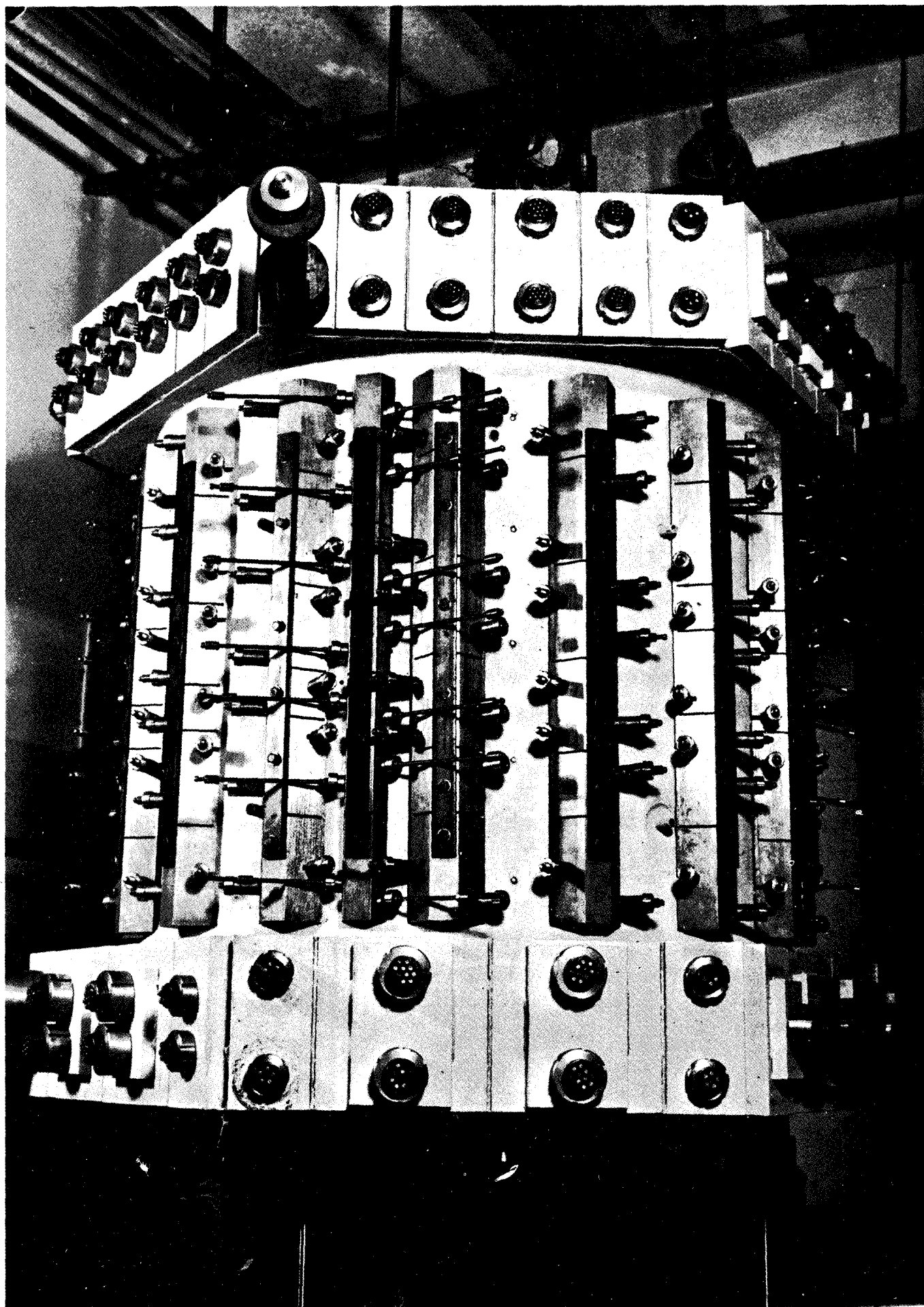
NB-TUTTE LE DIMENSIONI SONO IN MILLIMETRI  
ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS



7		8		9	
4		5		6	
1		2		3	
W	DATE	TRACED	CHECKED	W	DATE
JOINT GROUP				ENEL	
INDATOM - KRUPP BAUBETRIEBE - ENEL				CONTRACT N° 314.080.9108	
MODELLO 1:20 - DISPOSIZIONE CAVI DI PRECOMPRESSIONE				DRAWING N° N2/2.29.026	
1:20 SCALE MODEL - LAYOUT OF PRESTRESSING CABLES				SCALE	
APPROVED				SUPERSEDES DRAW N°	
CHECKED		TRACED		DATE	
14-9-67		14-9-67		14-9-67	

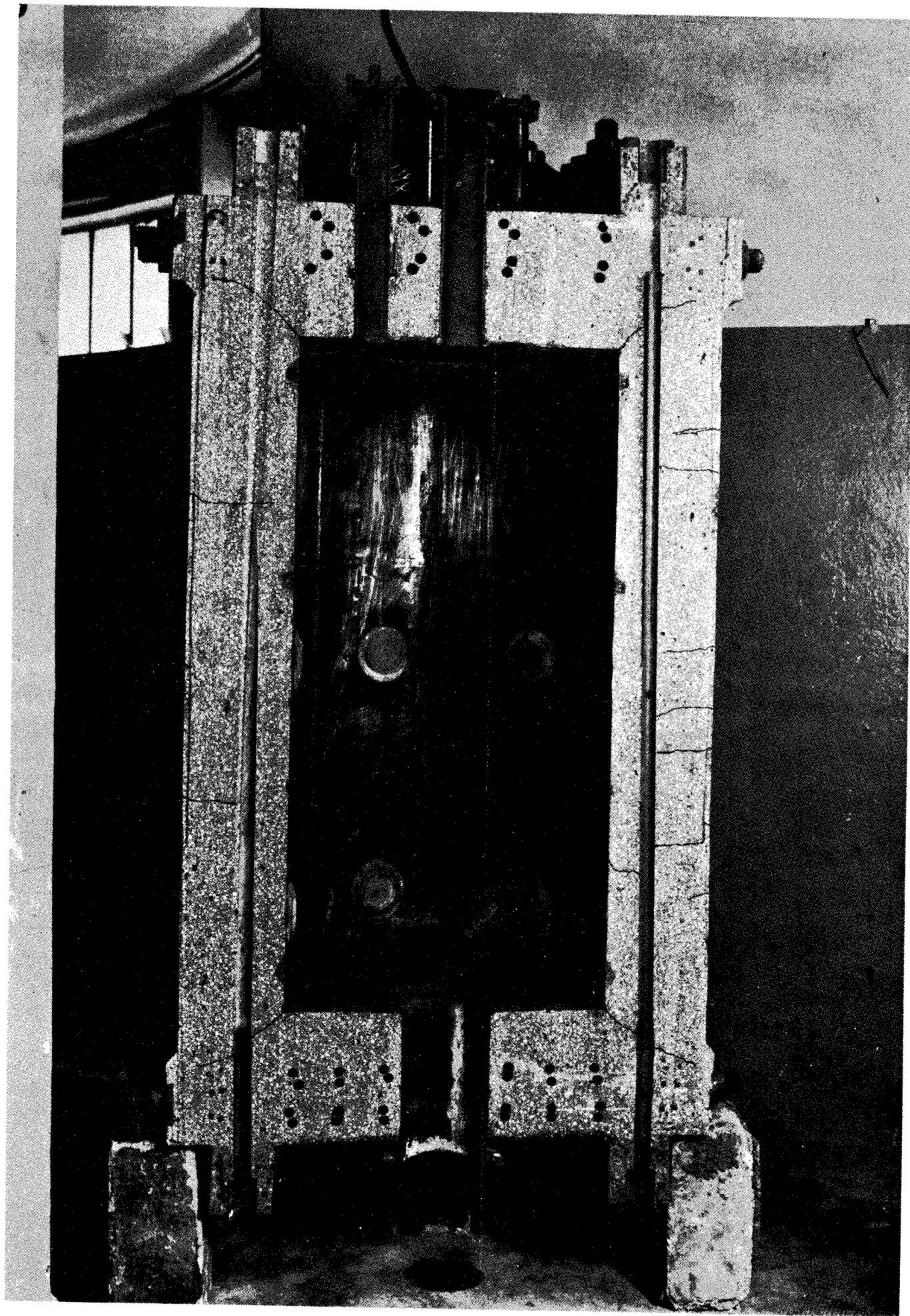


MODELLO 1 : 20 " HTGR " Fig. 5

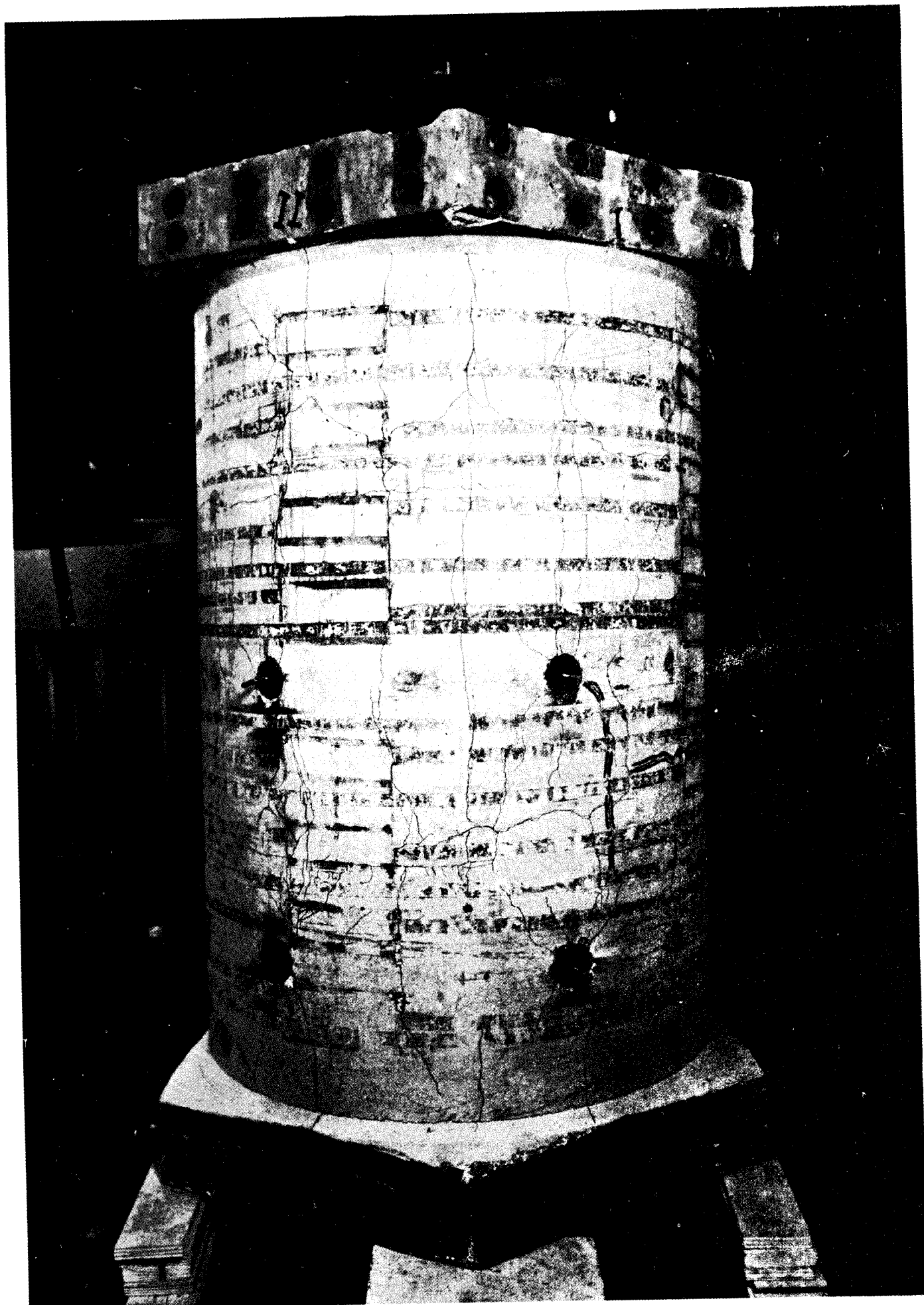


MODELLO 1 : 20 " THTR " Fig. 6

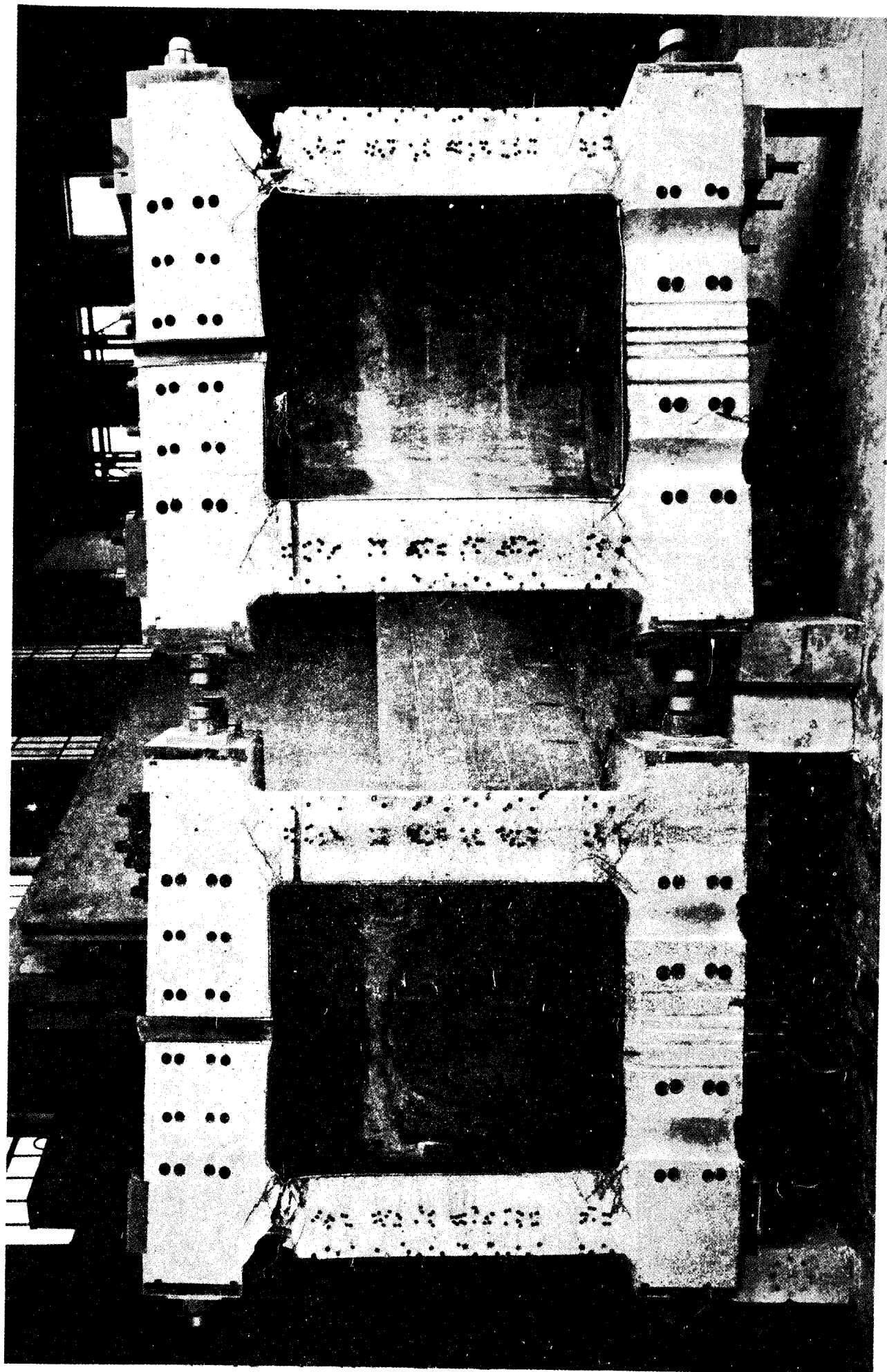




MODELLO 1 : 20 " HTGR " Fig. 7



MODELLO 1 : 20 " HTGR " Fig. 8



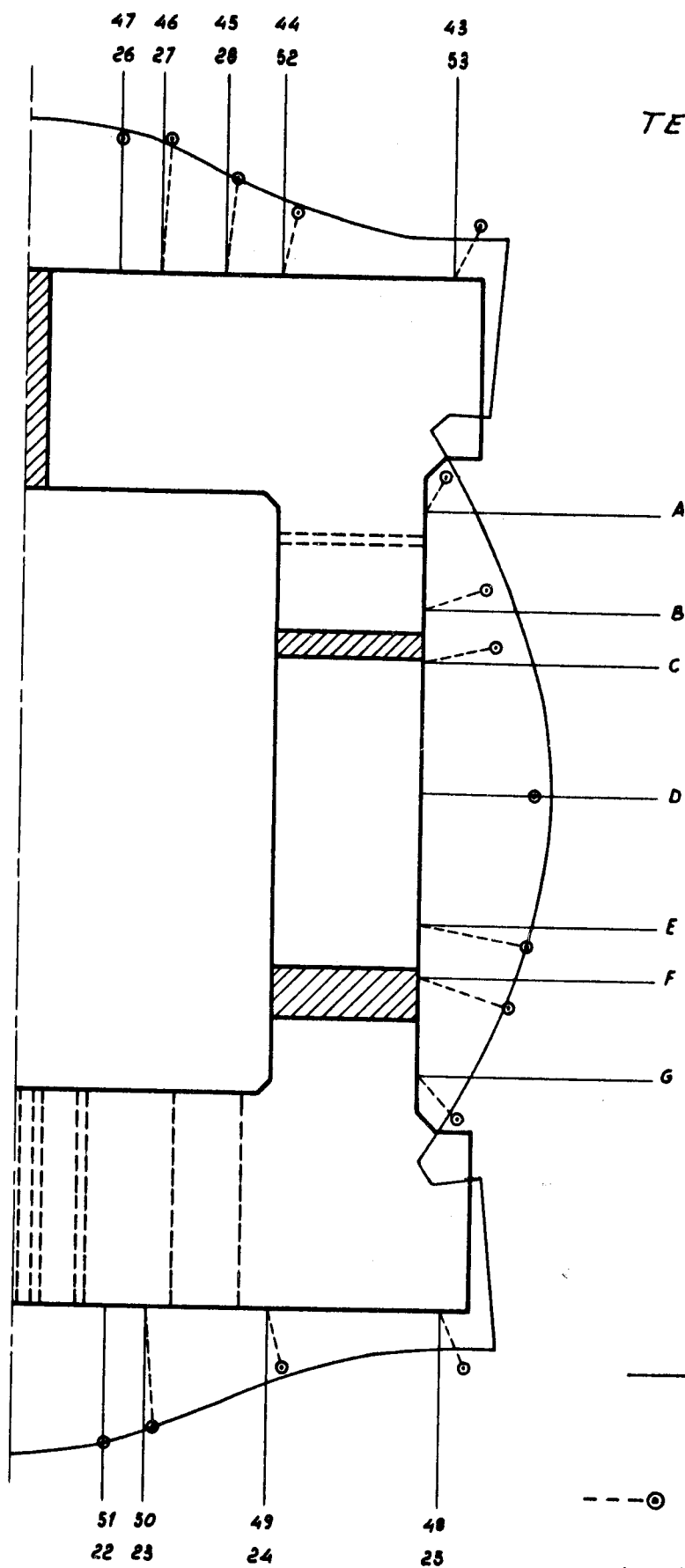
MODELLO 1 : 26 " THTR " Fig. 9





MODELLO 1 : 20 " THTR " Fig. 10





TEST PRESSURE RANGE

10 - 50  $\text{Kg/cm}^2$

load condition

$\Delta T = 0$

$p = 10 \text{ Kg/cm}^2$

Deformations

— = calculated  
 $E = 340,000 \text{ Kg/cm}^2$

---○ = measured

model scale 1:10

deformation scale 1mm = 1  $\mu$

THTR

1:20 model

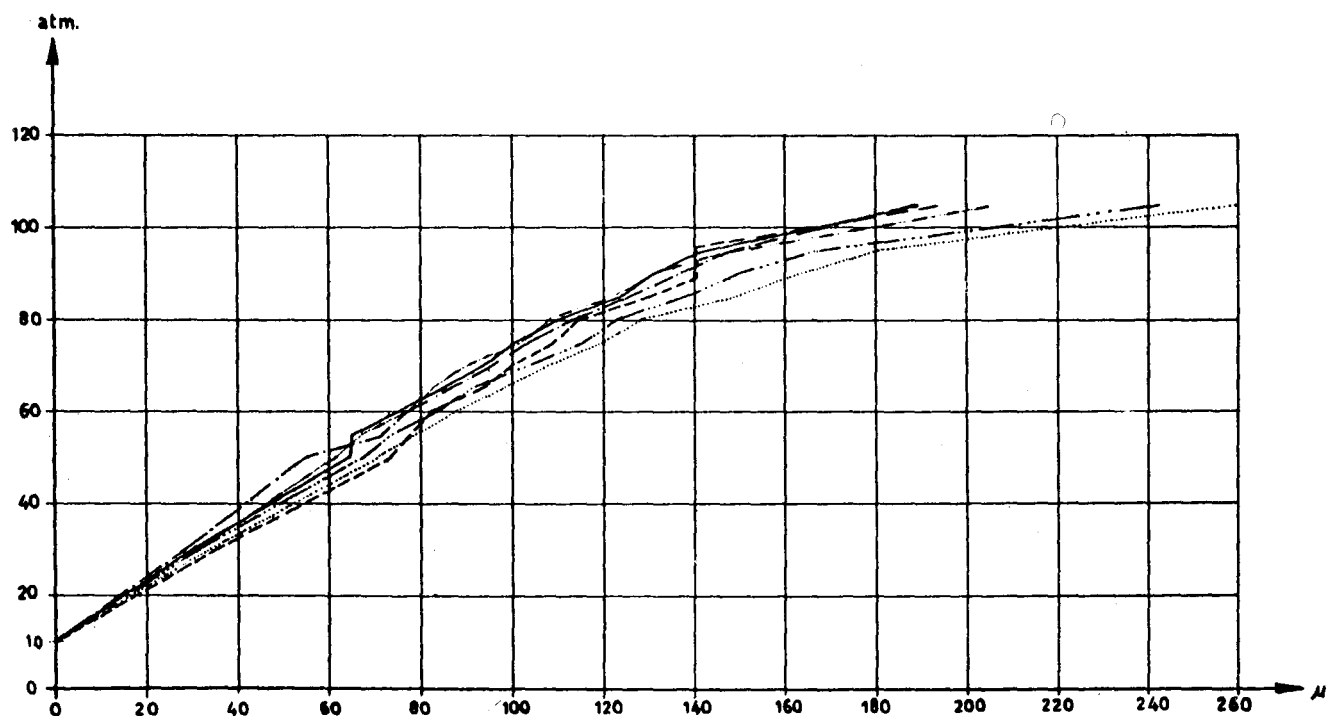
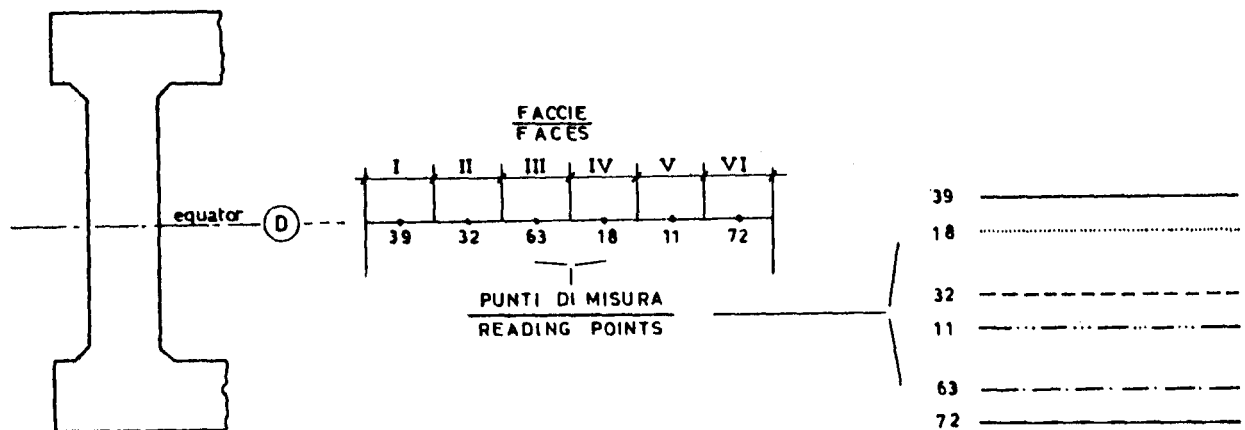
fig. 11

I. S. M. E. S.

ESPERIENZE SU MODELLO DI CONTENITORE IN c.a.p. PER REATTORE TIPO "T.H.T.R." SCALA 1:20  
PRESTRESSED "T.H.T.R." PRESSURE VESSEL TESTS ON A 1:20 SCALE MODEL

1<sup>a</sup> FASE PROVE AD OLTRANZA  
1<sup>st</sup> PHASE ULTIMATE TESTS

DEFORMAZIONI RADIALI  $\Delta r$  DEL PARALLELO (D) DELLA PARETE CILINDRICA  
RADIAL DEFORMATIONS  $\Delta r$  OF THE PARALLEL (D) OF THE CYLINDRICAL WALLS



$P = 10 + 105 \text{ atm.}$

$\Delta r = 10^\circ \text{ c}$

FIG. 12

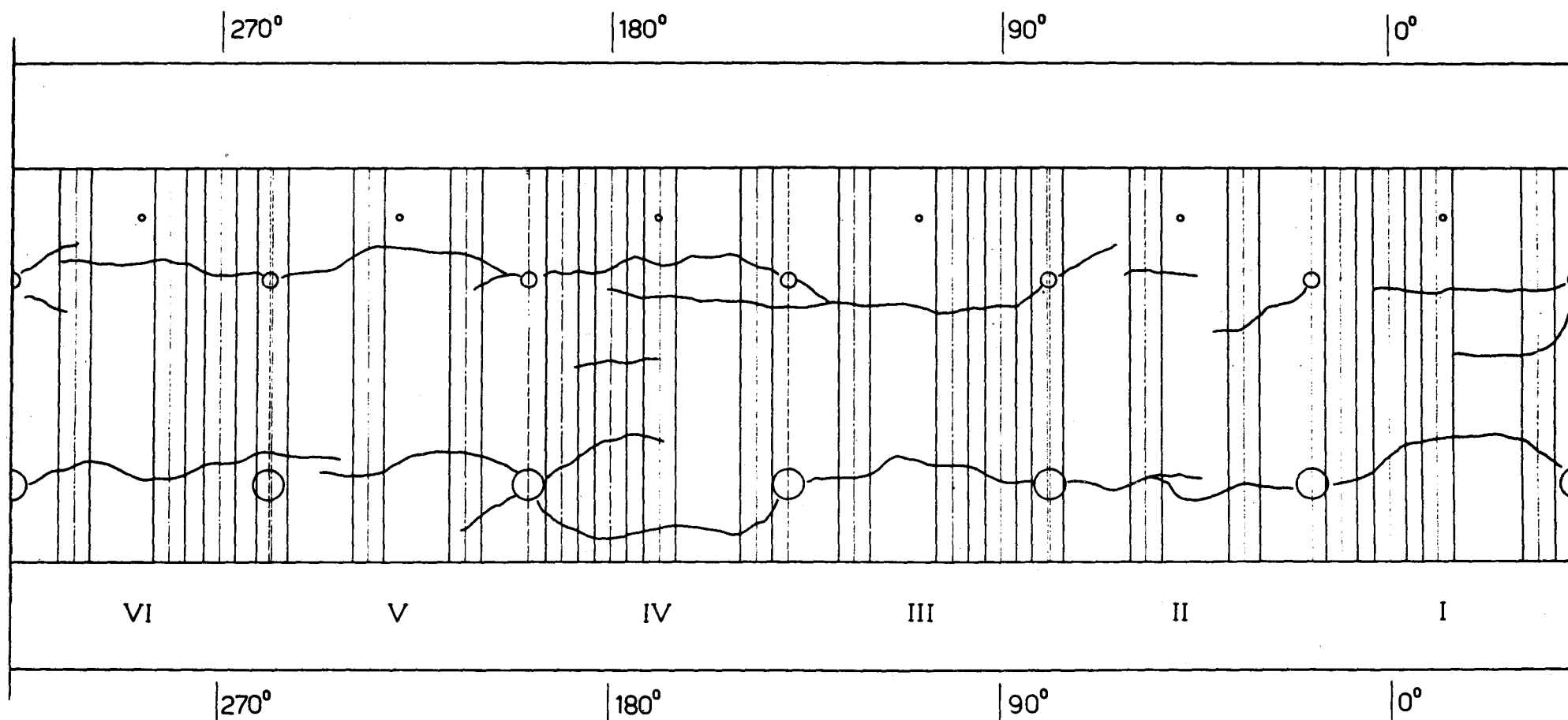


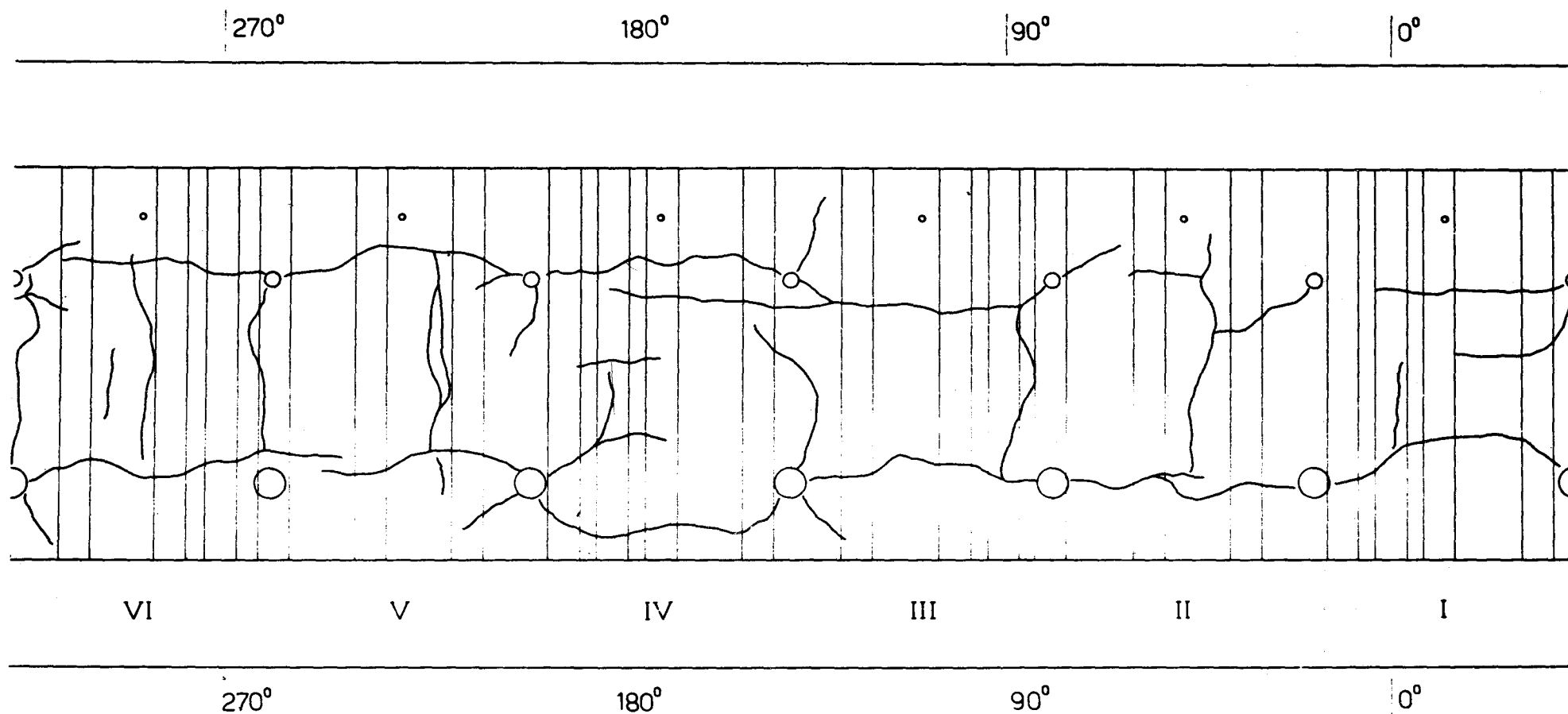
Fig 13

ENEL  
DCT.N

CRACKS ON THE OUTER SURFACE AT  
 $p=90\text{Kg/Cm}^2$ ,  $\Delta T=10^\circ\text{C}$

V8-Ch11.1.2-T1  
 THTR CONTRACT  
 1:20 CONCRETE MODEL

DIS. ENEL N°N2/2-29-023  
 ROMA 5-9-1967



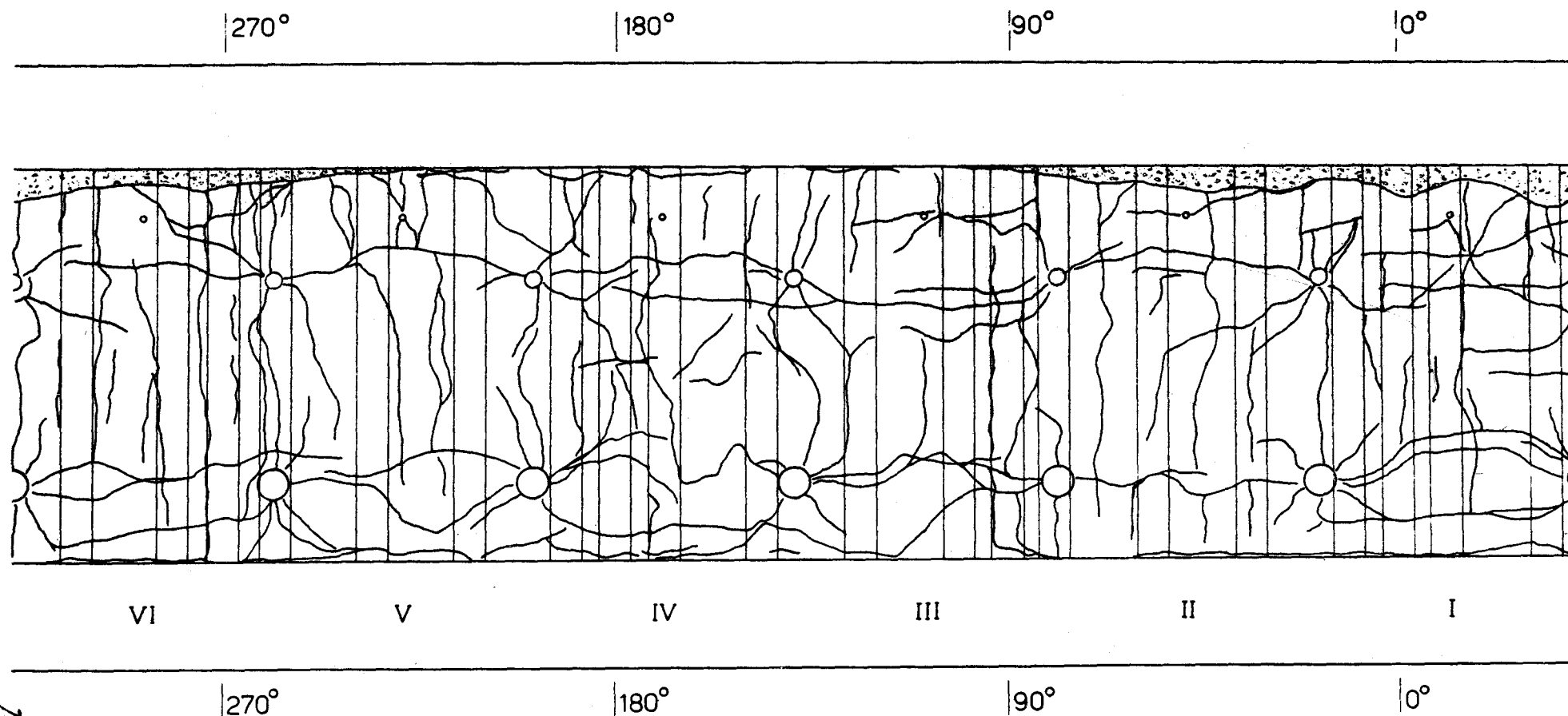
- 390 -

CRACKS ON THE OUTER SURFACE AT  
 $p = 116 \text{ Kg/Cm}^2$ ,  $\Delta T = 10^\circ \text{C}$

V8-Ch11.1.2-T2  
 THTR CONTRACT  
 1:20 CONCRETE MODEL

DIS. ENEL N°N2/2-29-024  
 ROMA 5-9-1967

fig. 1  
 ENEL  
 DCTN.



- 391 -

Fig. 15

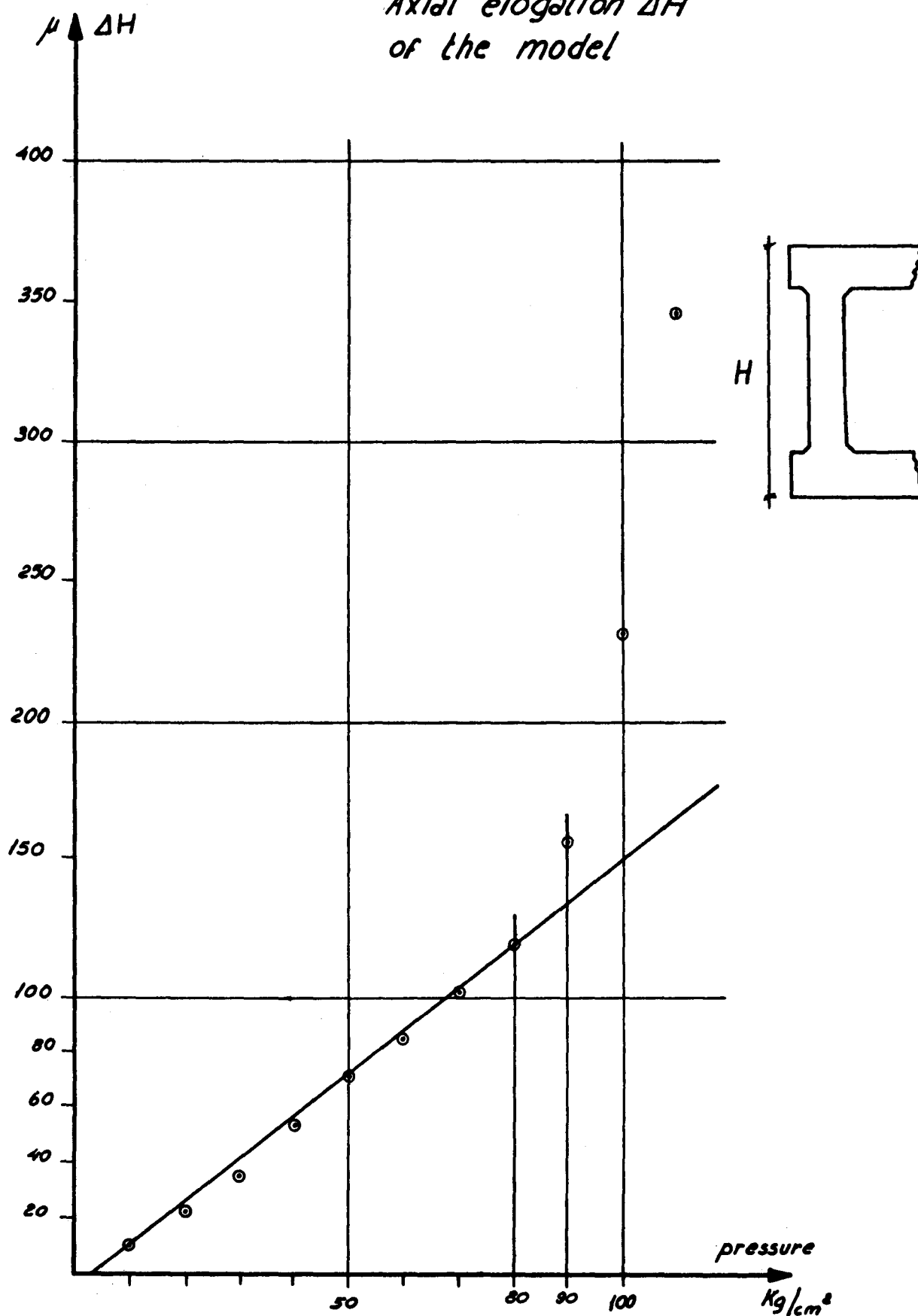
ENEL  
D.C.T.N.

CRACKS ON THE OUTER SURFACE AT  
 $p=192 \text{ Kg/Cm}^2, \Delta T=10^\circ \text{C}$

V8-Ch11.1.2-T3  
T.H.T.R. CONTRACT  
1:20 CONCRETE MODEL

DS. ENEL N° N22-29-025  
ROMA 5-9-67

THTR 1:20 model  
Axial elongation  $\Delta H$   
of the model



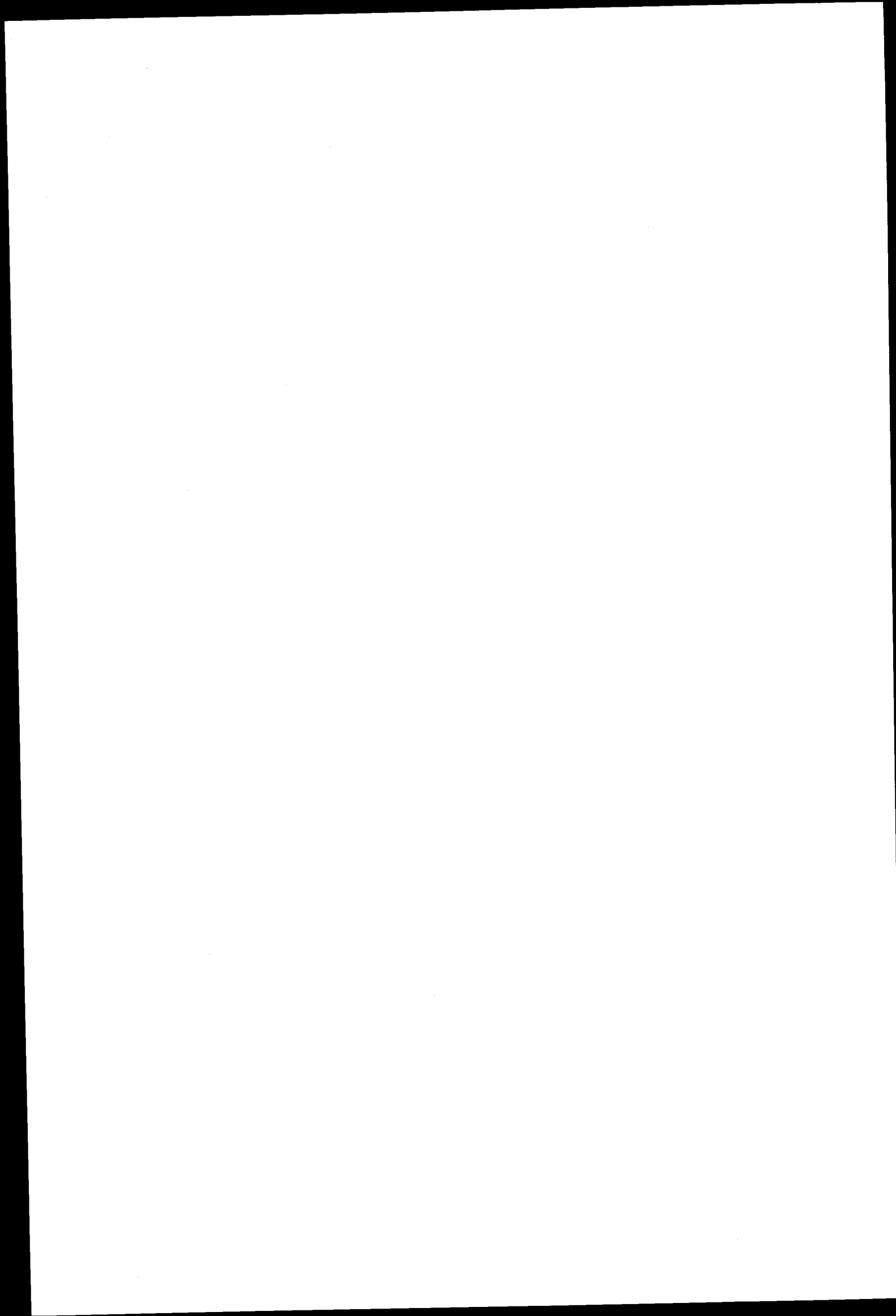
CAISSON EN BETON PRECONTRAIN A COUVERCLE METALLIQUE  
POUR UN REACTEUR A EAU BOUILLANTE DE 1000 MWe

G. BOGGIO

Euratom, Bruxelles

J.P. HAPPICH

Soc. d'Etudes et d'Equipements d'Entreprises - SEEE, Paris





Nous avons étudié précédemment en collaboration avec GENERAL ELECTRIC, dans le cadre d'accord de coopération EURATOM/ETATS-UNIS, un projet de caisson en béton précontraint pour un réacteur à eau bouillante de 1.000 MWe\*. Au cours de cette étude nous nous étions attachés à ne retenir que les concepts qui conduisent aux solutions les plus éprouvées. Nous avons donc écarté la solution d'un caisson en béton précontraint avec couvercle amovible qui ne répond pas au critère précédent, et nous avons pris pour caisson de référence un caisson monolithique.

Il nous a cependant semblé intéressant d'explorer les possibilités qu'offrait une solution à toit ouvrant, car elle permet de revenir à la plupart des dispositions classiques des réacteurs à eau légère utilisant des caissons en acier. Pour ce faire nous avons développé deux des aspects essentiels de la solution retenue :

- faisabilité du caisson avec couvercle métallique,
- économie de ce caisson et de son environnement comparée à celle du projet de référence.

Ce complément d'études a été effectué dans le cadre du précédent marché EURATOM-SEEE (contrat n° 068-65-7 TEE F) avec la collaboration des services techniques d'EURATOM.

\* Voir bibliographie

1. CARACTERISTIQUES DU PROJET DE REFERENCE UTILISANT UN CAISSON  
MONOLITHIQUE ET DU NOUVEAU PROJET UTILISANT UN CAISSON COMPOSITE

1.1. Séparation eau/vapeur

Le projet de référence sus-mentionné est caractérisé par la séparation de la vapeur de l'eau à surface libre. Pour obtenir une séparation eau/vapeur à surface libre satisfaisante il faut garder une vitesse, à la surface, de la vapeur assez faible. Par conséquent le diamètre du caisson doit être très grand : 11,6 m. Le choix de la séparation eau/vapeur à surface libre est dicté principalement par la nécessité d'un accès aisé au réacteur qui est indispensable dans le cas d'un caisson monolithique qui est doté d'une petite ouverture en haut.

Au contraire, dans le cas du caisson en béton précontraint doté d'un couvercle en acier, on a un accès complet au réacteur, d'où la liberté d'adopter les séparateurs mécaniques de la vapeur.

L'adoption des séparateurs mécaniques de la vapeur permet la réduction du diamètre du caisson de 11,6 m à 7,5 m.

La figure A représente une comparaison des deux caissons projetés pour installer le même réacteur.

1.2. Enceinte secondaire

Le concept de l'enceinte secondaire est le même pour le projet de référence et pour le projet du caisson composite. On peut observer sa disposition d'ensemble à la figure A.

A l'exception du couvercle métallique (ou bien de la petite ouverture en haut dans le cas du caisson monolithique), toutes les pénétrations du caisson sont groupées dans la dalle inférieure. On limite donc l'enceinte secondaire à la chambre sèche située sous le caisson.

Sous cette chambre est située la piscine; les deux communiquent par un système de tuyaux amenant dans l'eau de la piscine où elle se condense la vapeur qui s'échapperait du circuit primaire.

Au caisson composite, de volume inférieur à celui du caisson monolithique, correspond une piscine bien plus petite car elle est projetée pour absorber l'énergie thermique du réfrigérant en cas de sa fuite totale accidentelle.

Dans le projet de caisson à couvercle métallique, il n'est pas possible de mettre en place deux couvercles superposés, chacun d'eux résistant à la pression. Nous avons équipé la bride de deux joints d'étanchéité indépendants avec reprise des fuites éventuelles entre la première et la seconde étanchéité. On peut concevoir également de placer une enceinte secondaire annexe entourant le couvercle, résistant à une pression au moins égale à celle de l'enceinte secondaire principale et liée à celle-ci par des tuyauteries d'équilibrage (voir figure 1). Selon l'importance du système d'équilibrage et de l'enceinte secondaire annexe on pourra faire face à des fuites plus ou moins importantes des étanchéités, mais en aucun cas on ne pourra résister à une rupture du couvercle métallique.

Notons que les enceintes secondaires qui entourent les caissons métalliques ne permettent pas non plus de résister à une rupture de couvercle et que cet accident n'est pas envisagé. Le projet de caisson composite offre donc une sécurité analogue à celle des caissons métalliques mais inférieure à celle des caissons monolithiques en béton précontraint.

### 1.3. Systèmes de pompage du réfrigérant

Pour le réacteur utilisant le caisson composite, deux systèmes de pompage du réfrigérant ont été considérés :

- Pompes à jet alimentées par l'eau d'alimentation,
- pompes mécaniques axiales intégrées dans le caisson.

Pour le projet de référence on avait préféré les pompes à jet soit parce-que ce système est plus éprouvé, soit parce-que l'entretien des pompes mécaniques aurait été assez difficile à cause de l'accès malaisé au réacteur. En outre, le projet de référence n'aurait pas tiré un grand profit du système à pompes mécaniques (en particulier de leur rendement élevé), car la perte de charge du circuit primaire, et par conséquent la puissance de pompage, est bien inférieure à celle du concept du caisson composite.

## 2. COMPARAISON ECONOMIQUE

Pour rendre la comparaison économique significative, il a fallu étudier l'ensemble des éléments de la centrale qui varient lorsqu'on passe du système caisson monolithique au système caisson composite. Ces éléments sont principalement le caisson lui-même, son enceinte secondaire, l'écran biologique, le calorifuge du caisson, les séparateurs mécaniques et le système de pompage du réfrigérant. En outre, il a fallu tenir compte de la variation du rendement global de la centrale et d'une diminution totale de 2-3 mois sur le délai de construction pour une centrale utilisant un caisson composite.

Les résultats les plus significatifs de cette comparaison sont montrés ci-dessous:

- Le premier tableau est une comparaison des couts, entre le projet de référence et le projet de caisson à couvercle métallique, relatifs aux caissons, enceintes et parties associées.
- Le deuxième tableau montre les résultats finaux c'est-à-dire les coûts différentiels globaux des centrales.

Tableau I

Coûts comparés (en dollars)

Eléments	Projet de référence	Projet de caisson à couvercle métallique
Structure en béton précontraint	2.800.000	1.480.000
Parties métalliques y compris refroidissement	1.774.000	1.562.000
Couvercle métallique avec ancrage	0	2.000.000
Calorifuge	A	A - 220.000
Enceinte secondaire	B	B - 1.000.000
Protection biologique autour du couvercle	0	70.000
Total	(1) = A + B + 4.574.000	(2) = A + B + 3.892.000

Différence : (1) - (2) = \$ 682.000

Cette différence correspond à une hypothèse faible sur le coût du calorifuge (1000 \$/m<sup>2</sup>) pour lequel une cotation précise n'est pas disponible; une augmentation du coût unitaire du calorifuge accroîtrait cette différence.

Tableau II

Coûts différentiels globaux de centrales (en dollars)

Caisson	Système circulation réfrigérant	Séparation eau/vapeur	Coûts différentiels (\$)
Monolithique	Pompes à jet	à surface libre	0
Composite	Pompes à jet	Séparateurs mécaniques du type axial	+ 216.000
Composite	Pompes mécaniques axiales	Séparateurs mécaniques du type axial	- 842.000

Pour un réacteur à eau bouillante de 1.000 MWe le concept le plus avantageux de ceux analysés est donc celui qui utilise un caisson composite avec séparation mécanique de la vapeur et des pompes mécaniques pour la circulation du réfrigérant.

### 3. CAISSON COMPOSITE

#### 3.1. Principe de la solution

La solution de bouchon amovible que nous avons étudiée répond aux deux nécessités suivantes :

- être facilement et rapidement amovible; l'opération d'ouverture et de fermeture a lieu tous les ans;
- permettre l'ouverture de la cavité sur la totalité du diamètre du caisson.

Ces conditions nous ont fait écarter les solutions bouchons en béton au profit de celles bouchons en acier. Le caisson projeté est donc composite, la structure résistant à la pression comprend du béton précontraint, des parties métalliques de grandes dimensions.

On sait réaliser d'une part des caissons en béton précontraint monolithique, d'autre part des caissons en acier avec couvercle métallique.

Nous proposons alors la recette suivante pour le caisson composite (voir figure 2) :

- Prendre un caisson en béton précontraint monolithique, supprimer la dalle supérieure.
- Prendre le couvercle d'un caisson métallique, le placer sur le précédent.
- Ancrer le couvercle.

La dernière opération ancrage du couvercle présente un problème nouveau. Nous y avons trouvé toutes les difficultés que l'on rencontre lorsque l'on marie les deux matériaux acier et béton

de comportement fort différent. Nous insisterons donc plus particulièrement dans cet exposé sur ce problème d'ancrage.

Nous avons admis que le caisson composite, comme le caisson monolithique serait calorifugé intérieurement et refroidi; par conséquent le couvercle métallique reste froid.

### 3.2. Comportement du caisson composite

#### 3.2.1. Calculs

Il existe des règlements qui s'appliquent au calcul des caissons en acier; ils sont directement utilisables pour le calcul du couvercle métallique. Il n'existe pas encore de règlements pour le calcul des caissons en béton précontraint, mais de nombreux caissons de ce type ont été calculés et construits. Des errements se sont établis; ils sont directement applicables à la structure précontrainte du caisson composite.

Cependant certains traits du caisson composite n'appartiennent à aucun des domaines précédents : celui du caisson en acier ou celui du caisson en béton précontraint monolithique. Nous avons donc du nous donner certaines règles pour aborder ces points particuliers.

#### 3.2.2. Pression de perte d'étanchéité par ouverture du couvercle

Pour calculer un caisson en béton précontraint on se donne une pression de calcul (que l'on prend en général égale à la pression de service légèrement majorée, ordre de grandeur 10 %), une pression de rupture (actuellement on prend un coefficient de sécurité de l'ordre de 2,5 sur la pression de calcul). Avec le caisson composite, du fait de l'existence d'un joint de grandes dimensions n'offrant aucune résistance à la traction, il faut faire intervenir une troisième pression que nous appellerons pression de perte d'étanchéité.

Supposons que nous fassions croître la pression dans un caisson composite, les déformations iront croissant; pour un seuil donné de pression les déformations au niveau du joint seront telles qu'il cèdera. Ce seuil constitue la pression de perte d'étanchéité (nous faisons abstraction du reste de la structure qui est supposée étanche à cette pression), la pression ne pourra dépasser la pression de perte d'étanchéité.

Pour le caisson en béton précontraint les deux pressions de perte d'étanchéité et de rupture coïncident. Dans le cas du caisson composite, quelle valeur choisir pour cette première ?

Il est bien évident qu'il est inutile d'avoir une pression de perte d'étanchéité supérieure à la pression de rupture et qu'il faut qu'elle soit supérieure à la pression de calcul.

Le calcul exact de cette pression est très délicat car il faut connaître :

- (1) les capacités du joint à résister à une pression et à une déformation données,
- (2) les déformations de la structure au niveau du joint en fonction de la pression.

Mais on peut faire des calculs conservateurs en prenant l'hypothèse pessimiste suivante : l'étanchéité est conservée tant que la déformation au niveau du joint est nulle.

Nous avons entrepris un premier dimensionnement de l'ouvrage de façon qu'il conserve son étanchéité au moins jusqu'à la pression de rupture. Ceci conduit à un coefficient de sécurité à rupture de l'ancrage très supérieur à celui du reste de la structure. L'ancrage est donc surdimensionné pour la condition de rupture. Les dimensions de l'ancrage et du couvercle sont telles que la faisabilité du système n'est pas certaine et que son coût est tel qu'il faut l'abandonner. Nous avons donc renoncé à cet excès de sécurité obtenu en assurant l'égalité des pressions de perte d'étanchéité et de rupture.



Nous avons alors retenu le principe de calcul suivant :  
l'ancrage est calculé à la pression de rupture, on vérifie qu'à la pression de calcul les contraintes dans la zone d'ancrage sont admissibles, on vérifie également que la pression de perte d'étanchéité est supérieure à la pression d'ouverture des soupapes de sécurité. Dans ces conditions le couvercle et son ancrage joue lui-même le rôle de soupape de sécurité.

### 3.3. Description du projet

#### 3.3.1. Ensemble du caisson composite

Le caisson comprend :

- une structure en béton précontraint ouverte de diamètre interne 7,50 m, de hauteur 14,00 m;
- un couvercle composé d'une bride et d'une coupole sphérique de diamètre interne 8,00 m. Le poids de ce couvercle est de l'ordre de 240 T.
- un dispositif d'ancrage.

La pression de calcul est de 84 bars, la pression de rupture de 210 bars.

Cet ensemble est schématisé sur la coupe verticale, figure 2

#### 3.3.2. Ancrage

La liaison couvercle-caisson est assurée par l'intermédiaire d'un massif d'ancrage.

Le couvercle est lié au massif d'ancrage par l'intermédiaire de 64 goujons (longueur  $\sim 2,80$  m,  $\varnothing 220$  mm); chaque goujon étant maintenu à <sup>son</sup> poste par un écrou noyé dans l'ancrage. Le massif d'ancrage est relié à la structure précontrainte par des câbles verticaux du fut : 128 câbles verticaux.

Le nombre total des câbles verticaux nécessaires pour la structure précontrainte elle-même est de 162, les câbles restants (34) sont distribués le plus à l'extérieur possible de manière à contrebalancer les effets des premiers.

Le massif d'ancrage proprement dit est constitué d'un ensemble de plaques traversées par les goujons et les câbles. L'étanchéité est assurée par deux joints annulaires placés dans des gorges prévues à cet effet.

L'ensemble est représenté sur la figure 3.

### 3.3.3. Efforts au niveau de l'ancrage

Si l'on considère les efforts qui s'exercent sur l'ancrage, sur la bride et sur la tête du caisson on peut les classer en deux catégories : efforts verticaux et efforts horizontaux.

#### Efforts horizontaux

Pour que l'étanchéité soit conservée, il faut que les mouvements relatifs du couvercle, de l'anneau d'ancrage et du béton restent faibles, c'est-à-dire que soient bloqués ces mouvements. Ces mouvements relatifs sont dus à la pression, à la température, ... Ils peuvent être empêchés, à condition que les différences de température entre béton et couvercle restent faibles, sans engendrer de contraintes inadmissibles tant dans le couvercle que dans la zone d'ancrage, ce qui suppose que le couvercle est froid.

#### Efforts verticaux

Ils sont prépondérants : l'effet de fond en service est d'env. 40.000 T, à rupture il est d'env. 100.000 T.

Nous avons pris une armature très puissante : F 49.500 (composée de 49 torons d'un demi pouce), dont la tension de rupture est de 916 T ( $F_{R.G}$ ). Les sujétions, tant d'encombrement

des verins de mise en précontrainte que celles de contraintes admissibles sur le béton conduisent à admettre pour ordre de grandeur de la densité moyenne des armatures, 4 armatures par  $m^2$  (effort utile env. 2200 T/ $m^2$ ).

Il en résulte que les dimensions de l'ancrage sont très importantes et entraînent entre autres les inconvénients suivants : fermeture de diamètre supérieur au diamètre utile, efforts excentrés...

Nous avons étudié divers systèmes pour pallier au mieux les inconvénients précédents. Outre celui qui a été décrit et retenu pour cet avant-projet parce-qu'il est apparu comme le plus sur, il est possible de réaliser une fermeture avec une bride mécano-soudée directement attachée aux câbles de précontraintes. Ces câbles peuvent être soit les armatures principales du fut, soit des armatures secondaires liées aux premières. Un tel dessin est donné sur la figure 4. D'autres systèmes ont été étudiés et rejetés, leur présentation dépasse le cadre de cet exposé.

#### 4. CONCLUSIONS

- 4.1. Ces études montrent clairement que le système choisi pour le projet de référence n'est pas aussi prometteur que le système utilisant un caisson composite. Si cela s'avère exact en l'état actuel de la technologie des BWR, cette conclusion ne peut qu'être renforcée par le développement de la performance de cette filière de réacteur. Référence est faite en particulier à l'augmentation de la densité de puissance du cœur et à la diminution de l'encombrement de la structure interne telle que sécheurs et séparateurs mécaniques de la vapeur.
- 4.2. Il faut cependant remarquer que les avantages du système à caisson composite ne dérivent pas du caisson lui-même qui en effet, a un coût plus élevé que celui du caisson monolithique.

Ces avantages proviennent de la réduction de la surface à calorifuger, de la réduction du volume de l'enceinte secondaire et de l'application de pompes mécaniques axiales intégrées au caisson.

4.3. Mises à part les difficultés actuelles d'application, il est évident que pour un concept idéal quant à la sécurité et à l'économie, les caractéristiques suivantes devraient être réunies :

- Caisson monolithique selon le principe du projet de référence.
- Séparation mécanique de la vapeur pour pouvoir réduire le diamètre du caisson. Les séparateurs devraient être d'un tel type que l'accès au cœur pour les opérations de chargement du combustible soient aisées.
- Pompes axiales mécaniques intégrées au caisson parce-que les pompes à jet du type nécessaire au caisson en béton (c'est-à-dire alimentées par l'eau d'alimentation) ont un rendement trop bas. Ces pompes devraient pouvoir être enlevées par le bas du caisson étant donné que la dalle supérieure possède seulement une petite ouverture.

4.4. Deux voies sont donc possibles pour établir un projet de coût minimum; on peut :

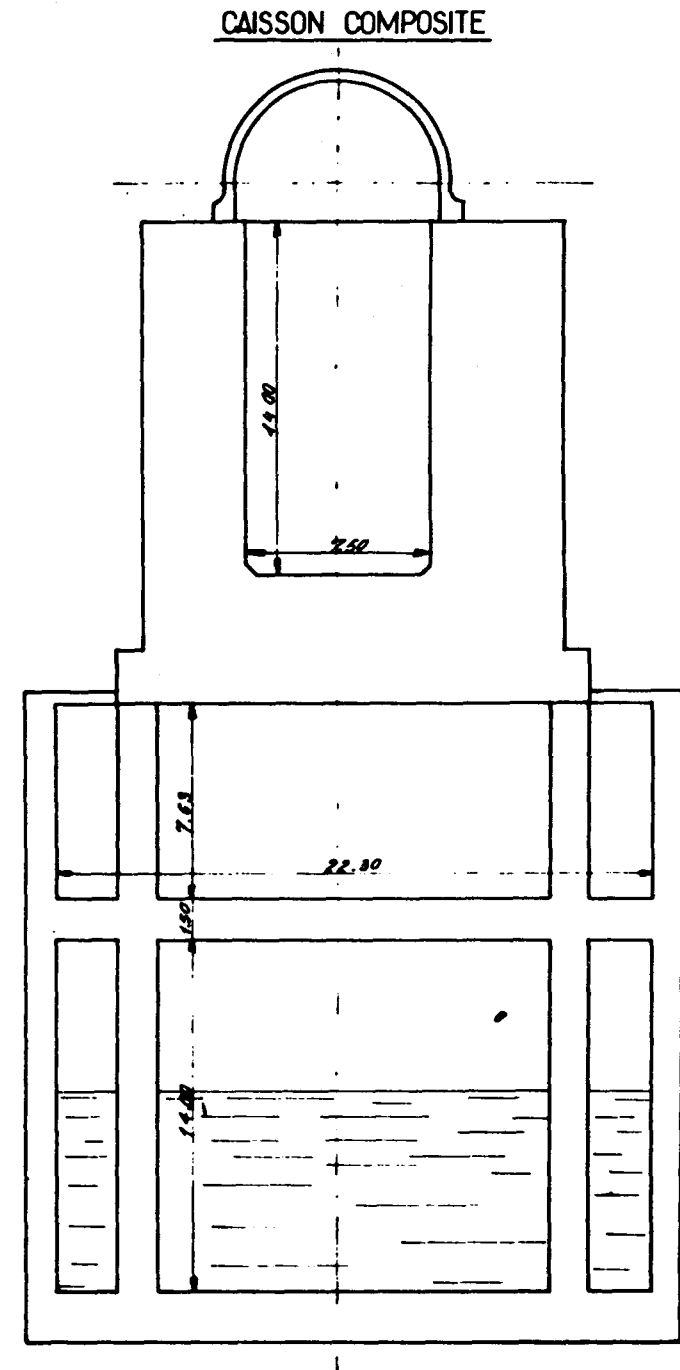
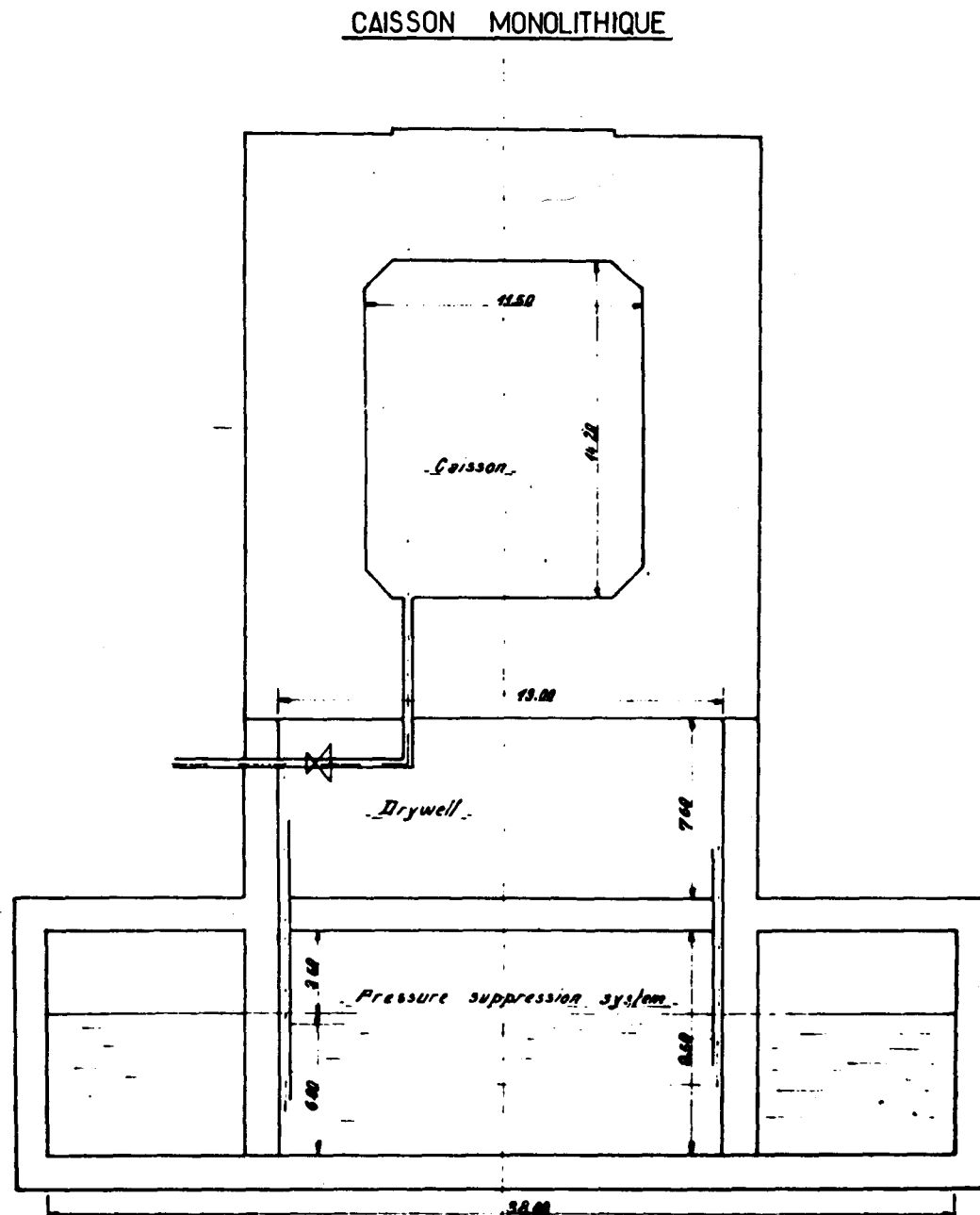
- soit développer la solution d'un caisson composite décrite ci-dessus; pour ce faire la recherche à effectuer serait assez limitée car le réacteur présenterait la plupart des dispositions conventionnelles;
- soit développer une solution d'un caisson monolithique avec séparation mécanique de la vapeur et pompes mécaniques intégrées au caisson.

Pour cette dernière solution, un programme de recherche et de développement plus poussé serait nécessaire pour en montrer la faisabilité. Pour le caisson monolithique, le concept caisson en béton chaud (présenté à ce Symposium dans un autre exposé) trouverait une application idéale.

BIBLIOGRAPHIE

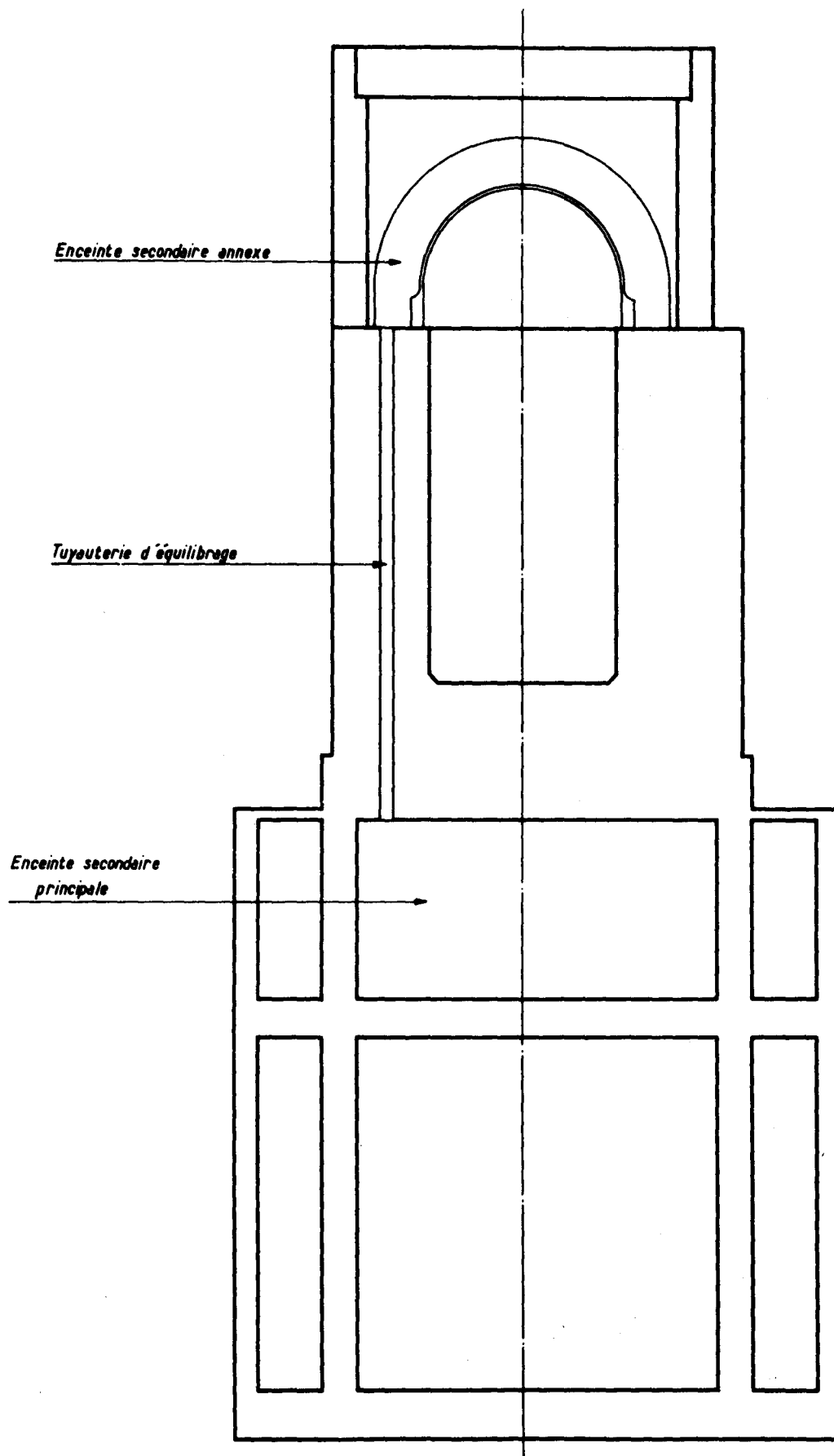
- Prestressed Concrete Pressure Vessel for Boiling Water Reactors  
(General Electric)  
Rapports trimestriels : Juil.- Sept. 1965 (Euraec n° 1542)  
Oct. - Dec. 1965 ( " 1587)  
Janv.- Mars 1966 ( " 1636)  
Avr. - Juin 1966 ( " 1731)  
Juil.- Sept. 1966 ( " 1746)
- Prestressed Concrete Pressure Vessel for Boiling Water Reactors -  
1000 MWe BWR Reference Design Study (General Electric)(Euraec n°1718)
- Etude d'un caisson en béton précontraint pour un réacteur à eau  
bouillante de 1.000 MWe (S.E.E.E.)  
Rapports trimes(riels : Juil.- Octobre 1965 (Euraec n° 1553)  
Octobre - Déc. 1965 ( " 1577)  
Janvier - Mars 1966 ( " 1673)  
Avril - Juin 1966 ( " 1688)
- Etude d'un caisson en béton précontraint pour un réacteur à eau  
bouillante de 1.000 MWe (S.E.E.E.)  
Rapport final : Euraec n° 1789
- Caisson en béton précontraint pour un réacteur à eau bouillante de  
1.000 MWe - Etude d'une variante avec couvercle métallique (S.E.E.E)  
Avenant au contrat SEEE n° 068-65-7 TEE F : Rapport final
- Feasibility Studies of a 1000 MWe BWR utilizing a Prestressed  
Concrete Pressure Vessel (G. Boggio, doc. EUR/C/4153/66 e)
- Etude d'un caisson en béton précontraint pour un réacteur à eau  
bouillante de 1000 MWe (MM. Happich, Tarbès : SEEE)

FIGURE A



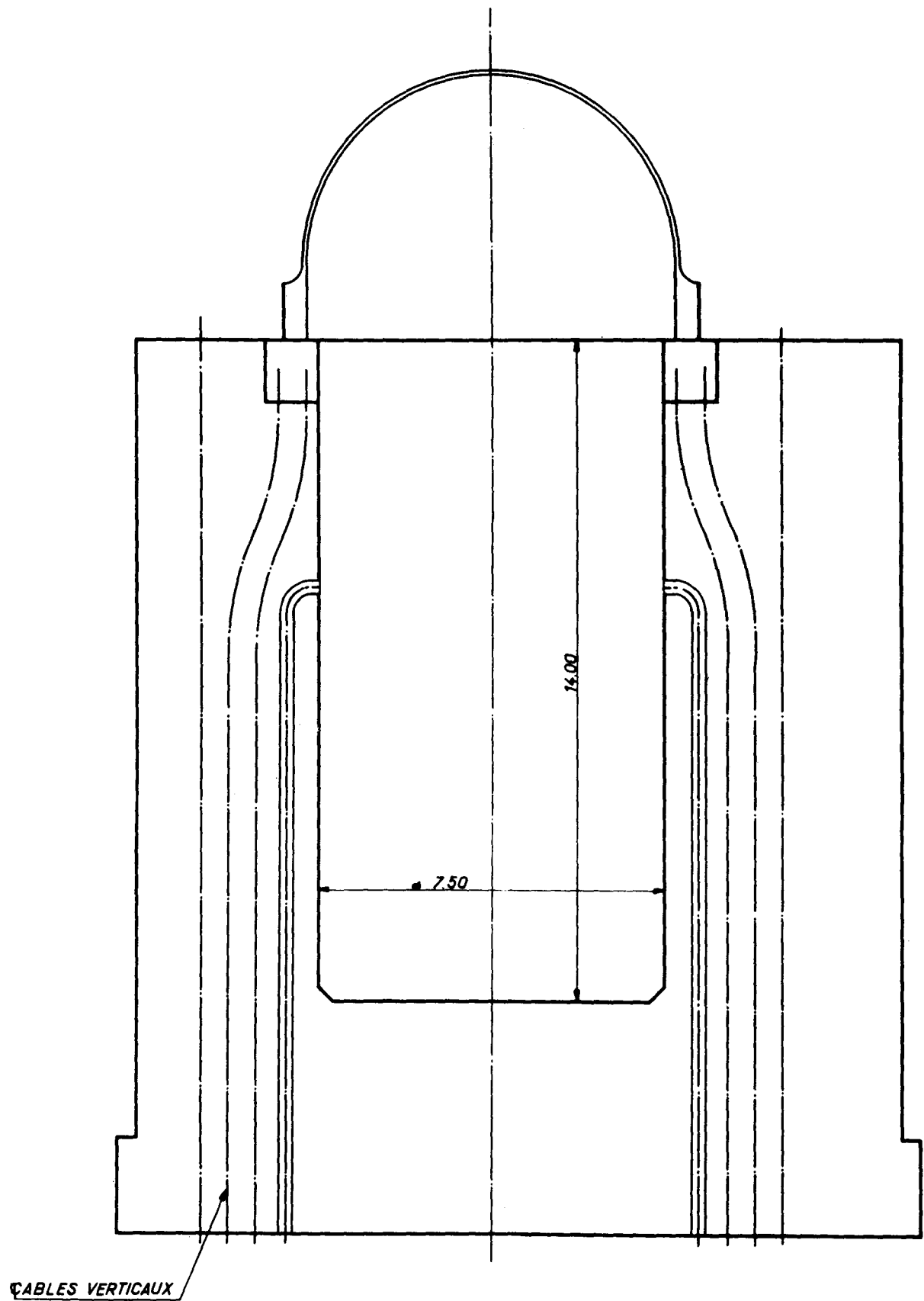
# FIGURE 1

## CAISSON ET ENCEINTES DE SECURITE



## FIGURE 2

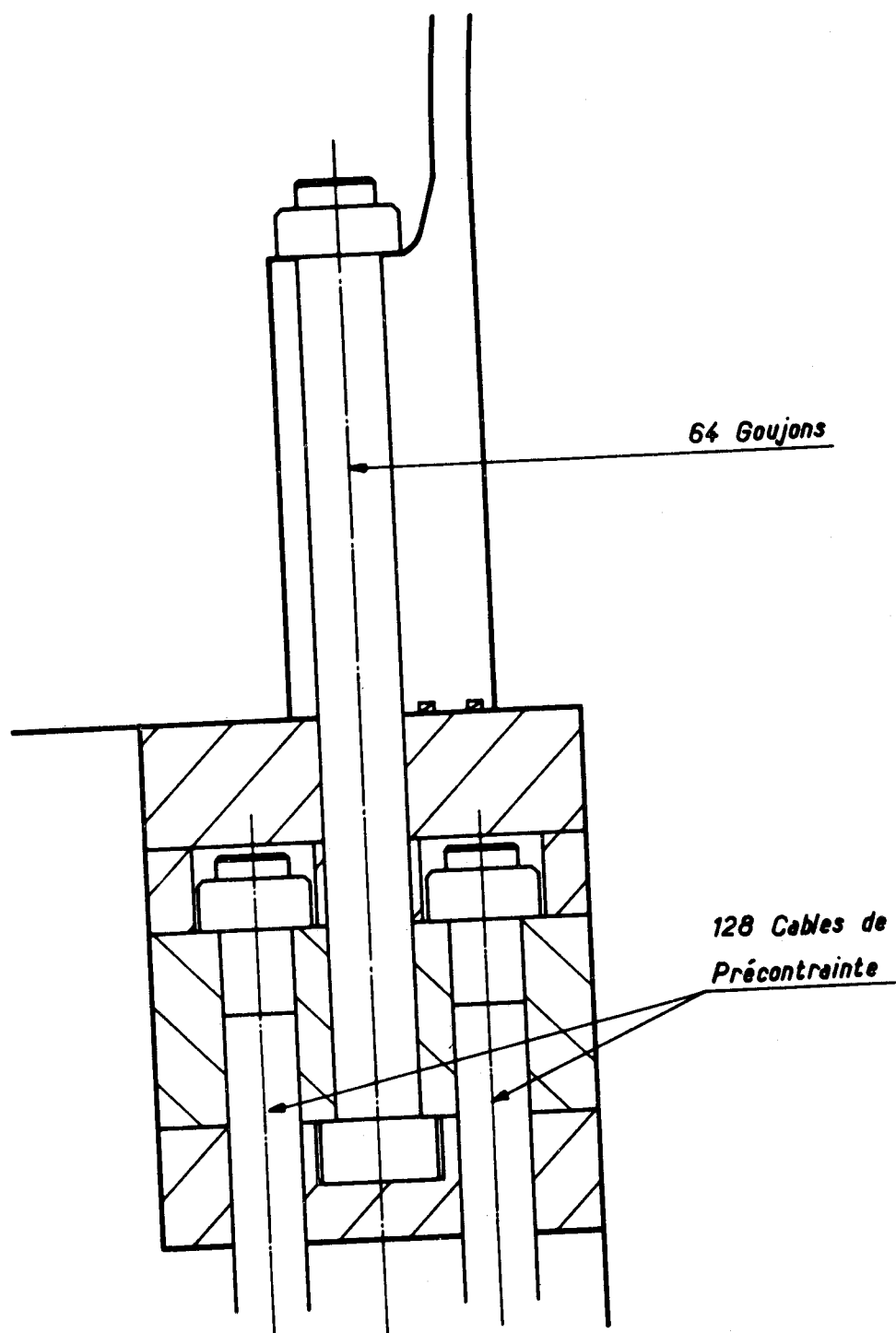
CAISSON COMPOSITE .COUPE.





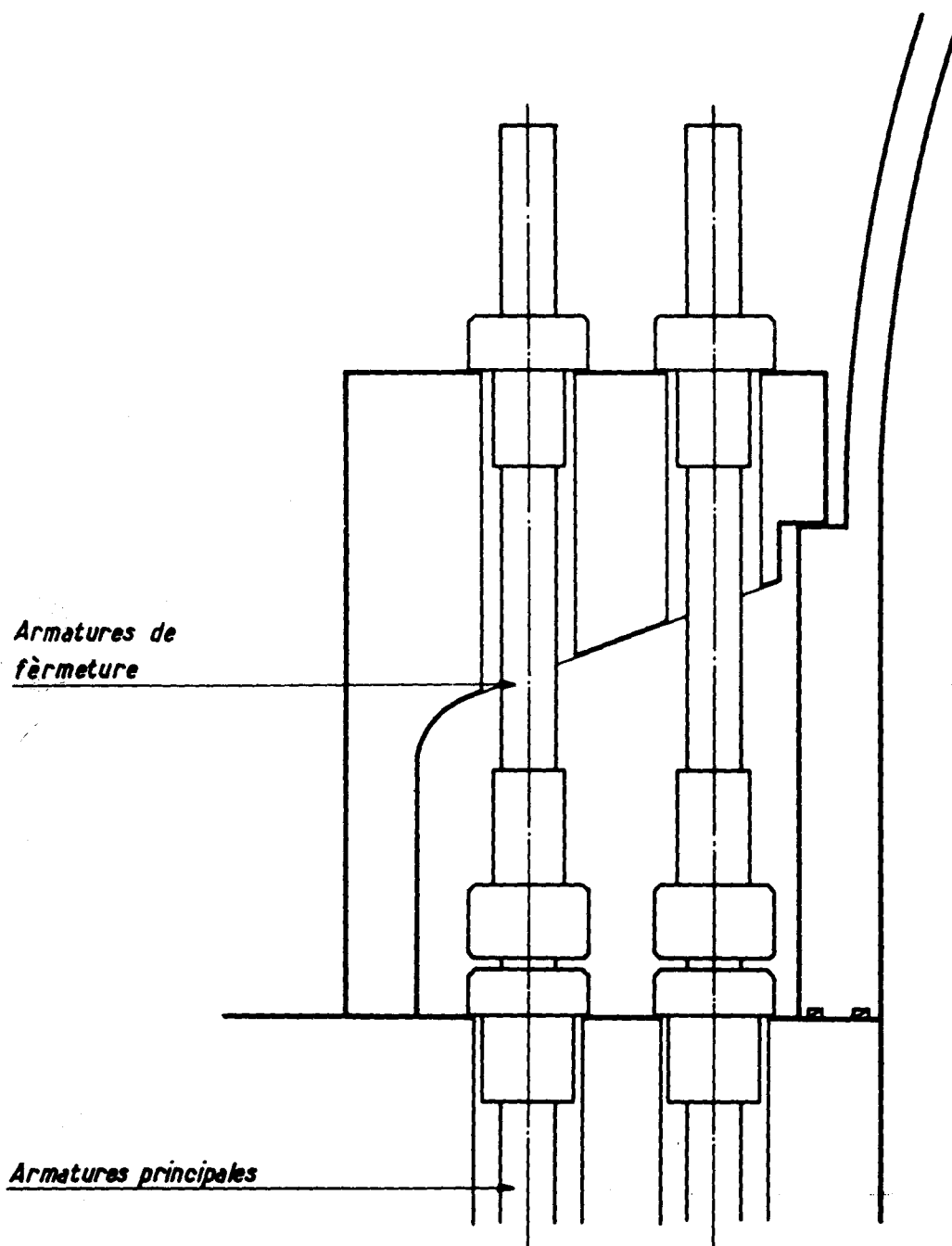
## FIGURE 3

ANCRAGE DU COUVERCLE METALLIQUE  
BRIDE MONOLITHIQUE - GOUJONS



## FIGURE 4

### ANCRAGE DU COUVERCLE METALLIQUE BRIDE COMPOSITE SCHEMA DE PRINCIPE



Diskussion - Discussion - No 4

H. SCHULZ - Fried. KRUPP Universalbau: Eine Frage an Herrn Gruhl von Siemens. Ist es möglich, bei der Konstruktion von Siemens in der Zylinderwand größere horizontale Öffnungen herzustellen? Wenn ja, wie geschieht das?

H. GRUHL - Siemens A.G.: Selbstverständlich kann man größere horizontale Öffnungen in der Zylinderwand herstellen. Ich habe in dem Vortrag erwähnt, daß wir einen Zusatzring betoniert und vorgespannt haben. In diesem Ring, der wie der Behälter einen Modellmaßstab von 1:4 hatte, hatten wir Durchbrüche von 30 cm Durchmesser. Das würde also im Original einem Durchmesser von 1,20 m entsprechen, was für Wasserreaktoren voll ausreichend ist. Auf Ihre Frage, wie das möglich ist, kann ich Ihnen kurz sagen: Die Ringspanneisen werden im Bereich der Durchdringungen in Rechtecksplatten aus Stahl eingeschraubt. Die Platten besitzen ein zentrales Loch, sie können somit über die Durchführungsrohre gestülpt werden. Die Ringspannkräfte werden auf diese Weise ohne Verluste (das haben die Versuche ergeben) über die Platten oben und unten konzentriert an den Durchdringungen vorbeigeführt.

H. KNIRSCH - BB/Krupp: Eine zweite Frage an Herrn Gruhl betreffend die Abdichtung der inneren Haut, insbesondere an der Stelle des oberen Stopfens. Wie wird die Abdichtung der Fuge gemacht zwischen der dichten Haut am Stopfen und dem übrigen Teil der dichten Haut:

- a) im Modell und
- b) wie ist das später im eigentlichen Reaktor vorgesehen, wo ja bestimmt eine Zugänglichkeit von Innen nicht mehr gegeben ist?

H. GRUHL - Siemens A.G.: Im Modell haben wir die Dichthaut des Zylinderteiles über einen nach oben gewölbten, flexiblen Balg (Halbtorus) mit der Dichthaut am Pfropfen verbunden. Im Original werden wir an dieser Stelle einen Ring einsetzen, der konzentrisch zweigeteilt ist. Dieser Ring beinhaltet ein bewegliches Dichthautstück, das sich auf ihm abstützt. Der Ring kann von oben montiert und demontiert werden, wenn man die Verschlußkeile entfernt. Man muß dabei also nicht in den Behälter einsteigen.

M. PADUART - Univ. Libre de Bruxelles: J'aurais voulu demander à M. GRUHL, si le mouvement des couvercles tronconiques est réversible, c'est-à-dire si la pression diminue, est-ce que les couvercles reviennent, est-ce que la contrainte radiale diminue de façon à

garder la déformation uniforme des cylindres qui paraît très séduisante dans ce système?

H. GRUHL - Siemens A.G.: Ja, unsere wiederholten Druckzyklenversuche haben gezeigt, daß, wenn wir den Druck im Behälter senken, die Deckelbewegungen wieder genau rückläufig sind. Die radiale Vorspannung schiebt den Verschlußpfropfen also wieder in seine ursprüngliche Stellung bei Nullast zurück.

M. MAGNAS - Sté. Gén. d'Entreprises: Sur votre maquette d'Erlangen, vous n'avez pas monté la pression au-delà de 130 bars. J'aimerais savoir au point de vue sécurité comment vous pensez que votre structure va se comporter, en particulier, vous avez une structure très fissurée du fait de sa préfabrication. Qu'en pensez-vous?

H. GRUHL - Siemens AG: Diese Versuche werden wir selbstverständlich machen. Vorläufig ist aber unser Versuchsprogramm noch nicht abgeschlossen. Wir wollen noch Isolierungsversuche und andere Untersuchungen durchführen. Am Schluß werden wir dann bestimmt die Zerstörungsversuche vornehmen.

H. SCHRAGE - Fried. KRUPP Universalbau: Ich hätte auch eine Frage an Herrn Gruhl. Sie haben infolge des Ausfüllens der Fertigteilfugen nachträglich mit Ortbeton keine Rotationssymmetrie hinsichtlich ihrer Materialwerte. Können Sie mir etwas darüber sagen, wie Sie diese Verhältnisse in Ihrem Rechenprogramm bei der Berechnung berücksichtigen.

H. GRUHL - Siemens AG: Diese Frage kann ich Ihnen schwer beantworten, da die Berechnung des Behälters von der Firma Dyckerhoff & Widmann und von Herrn Professor Dr. Koepcke von der TU Berlin durchgeführt wurde. Ich wäre gerne bereit, Ihnen schriftlich darüber Auskunft zu geben. Aufgrund der umfangreichen vorausgegangenen Betonuntersuchungen glaube ich, daß sich die Unsymmetrie der Materialwerte bei der Berechnung berücksichtigen läßt. Eine Unsymmetrie in der geometrischen Form tritt nicht auf.

M. PATIN - CITE: Je voudrais demander à M. Lacroix ce que deviennent les fonds dans la conception du caisson bicouche. Comment sont traitées les dalles supérieures et inférieures?

M. LACROIX - S.G.E.: Nous n'avons pas jugé utile de faire des fonds inférieurs et supérieurs dans la conception bicouche, ceci en particulier à cause de très nombreuses traversées qui risquent de poser des problèmes.

M. POTTIER - SOFINA: Je voudrais demander à M. Lacroix, si des dispositions spéciales ont été prises pour assurer la liaison entre les deux couches de béton de façon à assurer leur fonctionnement monolithique dans le cas de précontrainte finale ou de mise en service?

M. LACROIX - S.G.E. : La liaison entre la couche externe et la couche interne est assurée d'une part par la précontrainte de deuxième phase qui applique une contrainte de compression uniforme. D'autre part, il faut noter que pour un cylindre de révolution soumis simplement à une pression interne et à des précontraintes, il n'y a aucune contrainte de cisaillement, entre les deux feuillots il y a seulement des contraintes normales. Alors, c'est seulement au voisinage des ouvertures que peuvent se produire des contraintes de cisaillement, mais en toute hypothèse pour tous les caissons, même de type classique, ces ouvertures constituent des points singuliers qui amènent toujours les constructeurs à traiter ces points en béton armé avec des renforcements d'armatures ordinaires. Les renforcements que nous sommes amenés à prévoir en ces points, ne sont pas supérieurs à ceux qu'il faut prévoir pour un caisson classique.

M. PICAUT - Coyne et Bellier: Une question à adresser à M. Gruhl - Siemens.

Dans les caissons en béton précontraint existants, la peau d'étanchéité est comprimée par suite de la mise en précontrainte du caisson et reste comprimée dans les conditions de service.

Dans le projet, que vous avez décrit, au contraire la peau d'étanchéité n'est pas comprimée par la précontrainte, étant donné le procédé même et sera donc tendue dans des conditions de service par suite de la mise en pression du réacteur. Ne craignez-vous pas, qu'un défaut localisé de la peau, par exemple, à une soudure, ne risque dans ces conditions de se propager plus aisément que si la peau était constamment comprimée. Le risque d'introduction des fluides sous pression dans le béton, paraît en effet particulièrement sérieux dans le cas d'une structure constituée d'une mosaïque de blocs préfabriqués, les joints entre ceux-ci constituant un cheminement privilégié.

H. GRUHL - Siemens: Zur Beantwortung dieser Frage möchte ich folgendes sagen: verwendet man eine Dichthaut aus austenitischem Material (z.B. 18/8-Stahl) so braucht man diese nur auf einer gegenüber dem Behälter geringfügig erhöhten Temperatur halten. Sie wird dann immer unter Druckspannung stehen. Das kann man übrigens sehr gut mit der Isolierung und der Kühlung regulieren. Auch den Fall, daß wir im Behälter nur Druck und keine Temperatur haben, haben wir durchgerechnet. Dies ist besonders bei einer Kaltdruckprobe wichtig. Wir haben dabei festgestellt, daß die Zugspannung, die in der Dichthaut auftritt, sehr minimal ist, daß sie weit unter der Streckgrenze liegt. Wir sehen also keine Gefahr, daß hier irgendwelche Risse auftreten könnten.

-----

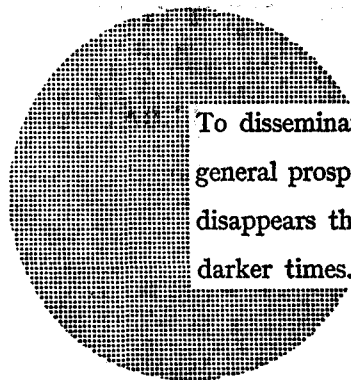
### NOTICE TO THE READER

All Euratom reports are announced, as and when they are issued, in the monthly periodical **EURATOM INFORMATION**, edited by the Centre for Information and Documentation (CID). For subscription (1 year: US\$ 15, £ 6.5) or free specimen copies please write to:

**Handelsblatt GmbH**  
**"Euratom Information"**  
**Postfach 1102**  
**D-4 Düsseldorf (Germany)**

or

**Centrale de vente des publications**  
**des Communautés européennes**  
**37, rue Glesener**  
**Luxembourg**



To disseminate knowledge is to disseminate prosperity — I mean general prosperity and not individual riches — and with prosperity disappears the greater part of the evil which is our heritage from darker times.

Alfred Nobel

All Euratom reports are on sale at the offices listed below (when ordering, specify clearly the EUR number and the title of the report, which are shown on the internal title page).

**CENTRALE DE VENTE DES PUBLICATIONS  
DES COMMUNAUTES EUROPEENNES**

37, rue Glesener, Luxembourg (Compte chèque postal N° 191-90)

**BELGIQUE — BELGIË**

MONITEUR BELGE  
40-42, rue de Louvain - Bruxelles  
BELGISCH STAATSBAD  
Leuvenseweg 40-42 - Brussel

**LUXEMBOURG**

CENTRALE DE VENTE  
DES PUBLICATIONS DES  
COMMUNAUTES EUROPEENNES  
37, rue Glesener - Luxembourg

**DEUTSCHLAND**

BUNDESANZEIGER  
Postfach - Köln 1

**NEDERLAND**

STAATSDRUKKERIJ  
Christoffel Plantijnstraat - Den Haag

**FRANCE**

SERVICE DE VENTE EN FRANCE  
DES PUBLICATIONS DES  
COMMUNAUTES EUROPEENNES  
26, rue Desaix - Paris 15°

**ITALIA**

LIBRERIA DELLO STATO  
Piazza G. Verdi, 10 - Roma

**UNITED KINGDOM**

H.M. STATIONERY OFFICE  
P.O. Box 569 - London S.E.1.

FB 1 000.—	DM 80.—	FF 100.—	Lit. 12 500	Fl. 72.50	\$ 50.—
------------	---------	----------	-------------	-----------	---------

**EURATOM — C.I.D.**  
51-53, rue Belliard  
Bruxelles (Belgique)